



Capacité portante produite par le frottement latéral d'un pieu en bois dans le pergélisol.

Par

John McLean, Ing

Sous la direction de M Ali Saidi, Ph. D, Ing et M. Jean-Pascal Bilodeau, Ph. D, Ing.

**Mémoire présentée à l'Université du Québec à Chicoutimi en vue de l'obtention du
grade de maître des sciences appliquées en génie civil**

Soutenue le 25 Aout 2020

Québec, Canada

© John McLean, 2021

RÉSUMÉ

De nombreuses infrastructures présentes dans les zones nordiques sont réalisées sur des fondations superficielles reposant directement sur le pergélisol. Les variations climatiques entraînent une diminution de la capacité portante des fondations, ainsi que divers désordres d'ordre structuraux provoqués par des tassements différentiels permanents. La viabilité de ces infrastructures est un enjeu primordial, il est donc nécessaire de dimensionner adéquatement des fondations profondes.

Les paramètres qui influencent le comportement des pieux installés dans le pergélisol ne sont pas bien compris. À ce jour, les effets des changements climatiques sur les contraintes d'adhérence et les contraintes en pointe des pieux de fondation ne sont aussi pas bien maîtrisés. Il est donc nécessaire de créer une base de données expérimentale fiable comprenant plusieurs conditions de température et de chargement afin de déterminer les relations permettant de quantifier la capacité portante des pieux. Cette recherche va étudier l'influence de la température et du chargement sur la capacité de frottement latéral du pieu dans un pergélisol affecté par un certain niveau de variation thermique en se basant sur des essais en laboratoire.

Pour cela, une méthodologie expérimentale a été développée dans ce projet de maîtrise pour faire les essais sur les pieux à l'échelle de laboratoire. Des échantillons représentatifs du pergélisol sont produits en laboratoire. Parallèlement, un pieu en bois est foré dans les échantillons. Avec cette méthodologie, des essais uniaxiaux sont réalisés sur des échantillons de pieux en bois forés dans un pergélisol. Ainsi, elle permettra d'étudier la capacité latérale du pieu. Ces essais se feront suivant différentes températures et chargements. L'ensemble des essais a permis de mettre en évidence l'influence de la température sur la résistance latérale du pieu. En effet, de -1 °C à environ -3,5 °C la résistance latérale augmente. Elle diminue de -3,5 °C à -4,5 °C, pour ensuite augmenter de nouveau sous -4.5 °C. De plus, une augmentation de la vitesse de chargement induit une augmentation de la résistance latérale pour une température constante.

Mots clés : Pergélisol, pieu, nordique, résistance latérale, capacité portante.

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ.....	I
TABLE DES MATIÈRES	II
LISTE DES FIGURES	IV
LISTE DES TABLEAUX.....	V
REMERCIEMENTS.....	VI
CHAPITRE 1 : INTRODUCITON.....	1
1.1 PROBLÉMATIQUE GÉNÉRALE	1
1.2 PRÉSENTATION DU MILIEU ET TEMPÉRATURE SIMULER	2
1.2.1 COMPOSITION DU PERGÉLISOL	3
1.2.2 PROFIL DE TEMPÉRATURE	4
1.2.3 CARACTÉRISTIQUES DU PIEU GÉLI-ADHÉSIF	6
1.2.4 CAPACITÉ PORTANTE.....	8
1.3 OBJECTIF DE PROJET	12
1.4 MÉTHODOLOGIE	13
1.4.1 CRÉATION D'ÉCHANTILLONS ARGILE	14
1.4.2 INSERTION DU PIEU DANS L'ÉCHANTILLON.....	14
1.4.3 DÉVELOPPEMENT DU SYSTÈME D'ACQUISITION DES DONNÉES ..	15
1.4.4 MODIFICATION DE L'ÉQUIPEMENT	15
CHAPITRE 2 : ARTICLE	
DETERMINING THE LATERAL FRICTION BEARING CAPACITY OF A PILE IN PERMAFROST SOIL AT A LABORATORY SCALE	16
ABSTRACT.....	16
INTRODUCTION	17
METHODOLOGY	20
RESULTS.....	26
DISCUSSION	34
CONCLUSION	37
ACKNOWLEDGMENTS	37

REFERENCES	38
CHAPITRE 3 : DISCUSSION ET CONCLUSION.....	39
3.1 PROBLÈMES RENCONTRÉS	39
3.1.1 LES INSTRUMENTS.....	39
3.1.2 LES DÉLAIS.....	40
3.1.3 QUANTITÉ D'ARGILE À UTILISER.....	40
3.1.4 ÉCHANTILLONS REMANIÉS À PLUSIEURS REPRISES	41
3.1.5 CICATRISATION DU GÉLI-ADHÉSIF.....	41
3.2 DISCUSSION.....	42
3.3 CONCLUSION	43
LISTE DE RÉFÉRENCES	44
ANNEXE A : DONNÉES	47

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Localisation des villages du Nunavik (Wikipédia, 2008).	2
Figure 2: Carte de distribution de différentes zones de pergélisol au nord du Québec et Labrador (Tiré de Grandmont, 2013).	2
Figure 3: Relation masse-volume pour un sol gelé et non gelé (Tiré de Andersland, 1994).....	4
Figure 4: Profil de température de la vallée du Mackenzie. (Http://www.biodivcanada.ca , 2015).....	5
Figure 5: Essai CTP Umiujaq (tiré de Buteau, Fortin et Allard, 2005).	6
Figure 6: Résistance des coulis selon certains sols typiques (tiré de Andersland et Ladanyi, 2004).....	7
Figure 7: Pieux favorisant le géli-adhérence (Tiré de l'Association canadienne de normalisation, 2014).....	8
Figure 8: Forces sur un pieu selon la saison (tiré de Andersland et Ladanyi, 2004).	10
Figure 9: Diagramme pour le calcul de l'enrobage (tiré de Tomlinson & Woodward, 2008). ..	11
Figure 10: Méthodologie de la détermination de la capacité portante par le frottement latéral d'un pieu en bois dans le pergélisol.....	13
Figure 11: Methodology for determining the bearing capacity by lateral friction of a wooden pile in permafrost at various temperatures and loading rates.	20
Figure 12: Soil sample and granulometry; a) granulometry curve of a sample soil and b) soil samples ready for freezing.....	21
Figure 13: Pile inserted into the soil samples using the MTS 810 press.	22
Figure 14: a) Photos of the bending sensor (right) and its placement in the soil (left). b) Position of sensors (left) and the zones of influence using bending gauges (right).	23
Figure 15: a) Modified plate for carrying out the test. b) Image of the pile head camera window.	24
Figure 16 : Displacement between the pile and the clay over time.	25
Figure 17 : Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -1°C	27
Figure 18: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01 and 0.05, mm/s at -2°C	28
Figure 19: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -3°C	29
Figure 20: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -4°C	30
Figure 21: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -5°C	31
Figure 22: Evolution of a) peak shear stress and b) residual shear stress as a function of temperature.....	36
Figure 23: a) Water at -1°C with the presence of liquid. b) Apparent significant cracking for tests at -5°C (center) and -4°C (right).....	36
Figure 24: Ajustement de la température.	39
Figure 25: Effet du temps dans la chambre froide.....	40
Figure 26: Hauteur d'argile trop importante qui provoque la plastification de l'argile.....	41

LISTE DES TABLEAUX

Table 1: Results (average and standard deviation) of peak and residual strengths as a function of temperature and strain rate.	33
---	----

REMERCIEMENTS

Je remercie le Dr Ali Saeidi, directeur de ce projet, pour son soutien qui a perduré. Un professeur compréhensif et patient qui transmet une rigueur intellectuelle de haut niveau.

Également, je voudrais remercier ma famille pour leur soutien inconditionnel tout au long de mon cursus scolaire, plus particulièrement mes 4 filles : Lydia, Léana, Laney et Loïse de m'avoir soutenu aidé et supporté dans les moments les plus difficiles.

Finalement, je remercie le détachement des opérations immobilières de la défense nationale pour m'avoir permis une flexibilité et un encouragement afin de rendre à terme ce projet majeur.

CHAPITRE 1 : INTRODUCTON

1.1 PROBLÉMATIQUE GÉNÉRALE

Les ouvrages de génie civil construits dans les régions nordiques ont été conçus selon l'hypothèse d'un pergélisol permanent et stable. Or, le réchauffement climatique affecte cette stabilité, ce qui cause beaucoup de dommages à ces ouvrages, comme les routes, les pistes d'atterrissage et les bâtiments. Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés notamment sur la conception des chaussées et des pistes d'atterrissage, impliquant surtout l'étude de méthodes de mitigation de la dégradation du pergélisol et des essais de fluage permettant d'estimer la déformation et le tassement du sol. Pour ce qui est des bâtiments, la plupart de ceux construits dans le nord du Québec reposent sur des fondations superficielles. En raison du type de fondation, ces bâtiments subissent des dommages importants causés par le tassement lié au dégel du sol. Afin d'éviter ces dommages, il est nécessaire de concevoir des fondations profondes, comme celles reposant sur des pieux pouvant supporter la charge de l'ouvrage avec un tassement limité.

Pour déterminer la capacité portante des pieux enfouis dans un sol gelé, des données fiables recueillies à partir d'essais en laboratoire sont nécessaires. L'interface gel-sol avec le pieu n'est pas bien comprise et le mécanisme inhérent appelle à une explication théorique plus sophistiquée. Les effets de la température et du taux de déformation n'ont pas été abordés pour déterminer les capacités portantes latérales et en pointe d'un pieu, ainsi que pour identifier son tassement. L'élaboration d'une base de données de laboratoire comprenant plusieurs conditions de température et de chargement est donc nécessaire afin de déterminer la capacité portant des pieux et l'enjeu scientifique de ce projet.

1.2 PRÉSENTATION DU MILIEU ET TEMPÉRATURE SIMULER

Les lieux qui seront pris en considération dans cette étude sont ceux qui sont en plein développement et pour lesquels il est possible d'avoir des données afin d'établir les conditions expérimentales réalistes (figures 1 et 2).

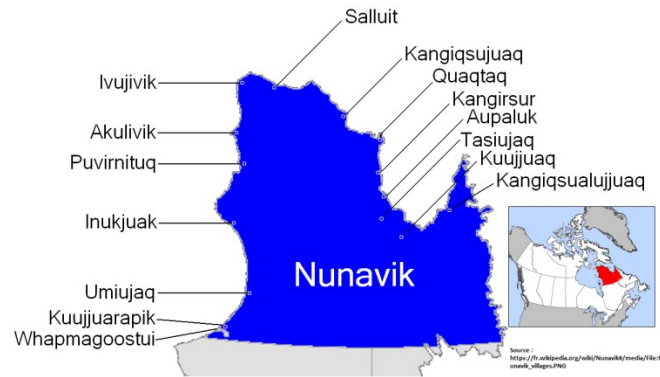


Figure 1: Localisation des villages du Nunavik (Wikipédia, 2008).

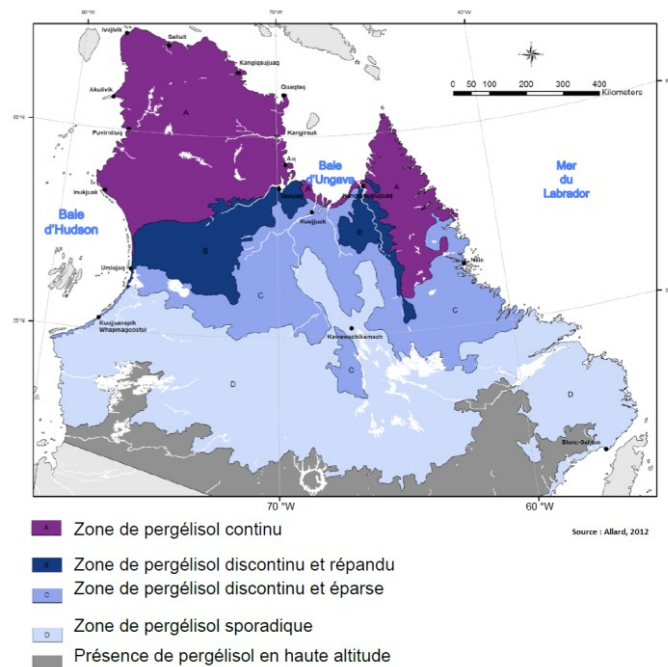


Figure 2: Carte de distribution de différentes zones de pergélisol au nord du Québec et Labrador (Tiré de Grandmont, 2013).

La sélection des villages de Kuujjuaq et Tasiujaq, qui sont dans la zone de pergélisol discontinu, est dû au fait qu'ils sont plus problématiques que les autres villages qui sont situés en zone de pergélisol continu. De plus, Kuujjuaq est la plus importante communauté du Nunavik. Bien que ce village en particulier possède déjà plusieurs infrastructures, comme un hôpital, une école, une station météo, quelques hôtels, des restaurants, des magasins ainsi qu'une banque (Association touristique du Nunavik, 2010), il demeure celui qui prendra le plus d'expansion dans les prochaines années, dues à la présence de ces installations.

1.2.1 COMPOSITION DU PERGÉLISOL

La glace est la composante du pergélisol qui cause le plus grand nombre de problèmes. Elle affecte les propriétés physiques et mécaniques du sol en place. Plus la teneur en glace est élevée, plus le pergélisol aura tendance à avoir les propriétés de la glace pure. Les propriétés physiques et mécaniques de la glace sont particulièrement associées à son comportement viscoplastique en déformation (Bommer, Phillips, Keusen, & Teyssiere, 2010). Le changement de phase de l'eau en glace crée également une augmentation du volume (Andersland & Ladanyi, 2004). Cette augmentation d'environ 9 % se produit verticalement et latéralement à part approximativement égale. Les lentilles de glace peuvent également augmenter l'épaisseur du sol et provoquer des soulèvements de la surface du sol. Les caractéristiques du sol en place qui influenceront la quantité de glace qu'il sera possible de retrouver dans le sol dépend :

- a) Le pourcentage de particules fines du sol, qui influence la sensibilité de celui-ci à la formation de glace massive et de lentilles de glace. Les fines particules peuvent emmagasiner plus d'eau et donc engendrer plus de problèmes tels que le soulèvement, la diminution de la résistance en cisaillement et le tassement en cas de dégel (Bommer et al, 2010).
- b) Une porosité élevée et des pores de grande taille permettront au sol de se

drainer par gravité, alors que des pores de petite taille peuvent permettre la capillarité et le développement de tension de succion. Dans ce dernier cas, l'eau peut suivre le gradient de température, du chaud vers le froid, ce qui engendre la formation de lentilles de glace (ou glace de ségrégation). Si l'apport en eau est important, les lentilles de glace peuvent être très importantes (Bommer et al., 2010).

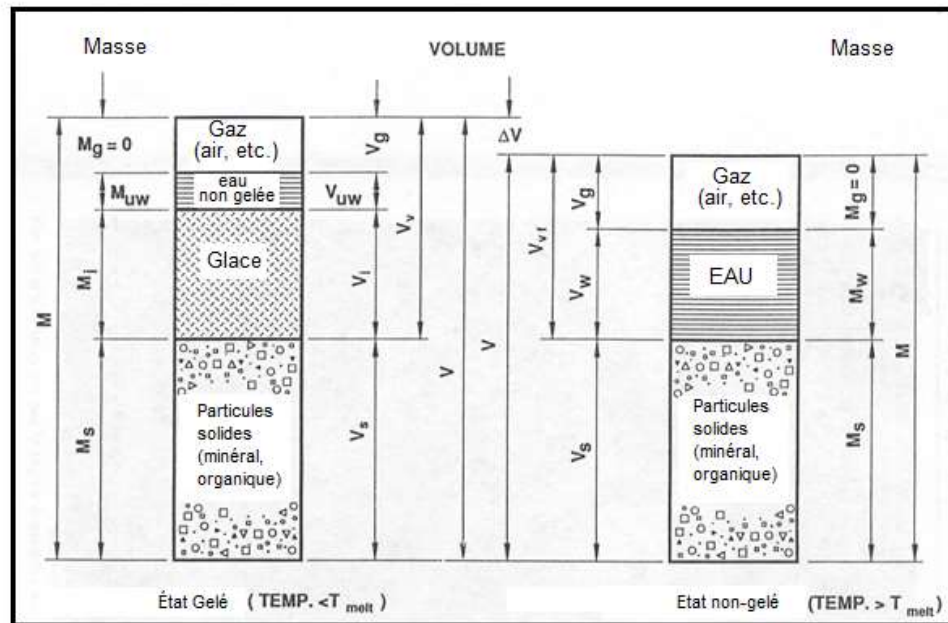


Figure 3: Relation masse-volume pour un sol gelé et non gelé (Tiré de Andersland, 1994).

1.2.2 PROFIL DE TEMPÉRATURE

Les profils de température à l'intérieur du pergélisol se situent généralement entre -0,1 à -5 °C. La précision du profil de température est importante, car chaque

dixième de degré affecte les propriétés mécaniques du pergélisol. Des relevés indiquent la température du pergélisol, comme ici à la figure 4, qui montre la Température du sol de 1984 à 2007 à une profondeur de près de 10 m, dans la vallée du Mackenzie, au sud de Norman Wells.

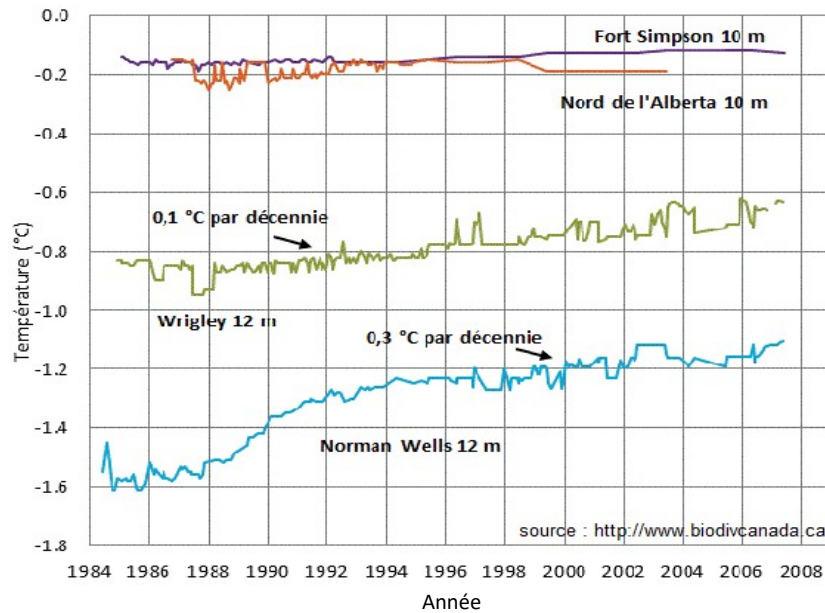


Figure 4: Profile de température de la vallée du Mackenzie.
([Http://www.biodivcanada.ca](http://www.biodivcanada.ca), 2015).

Aussi, les résultats d'un essai CPT effectué par l'institut de recherche nordique en 2000 démontrent parfaitement le profil de température selon la profondeur dans la région visée. La figure 5 suivante provient d'essai CPT avec profil de température réelle du sol le 26 juin 2000 Umiujaq.

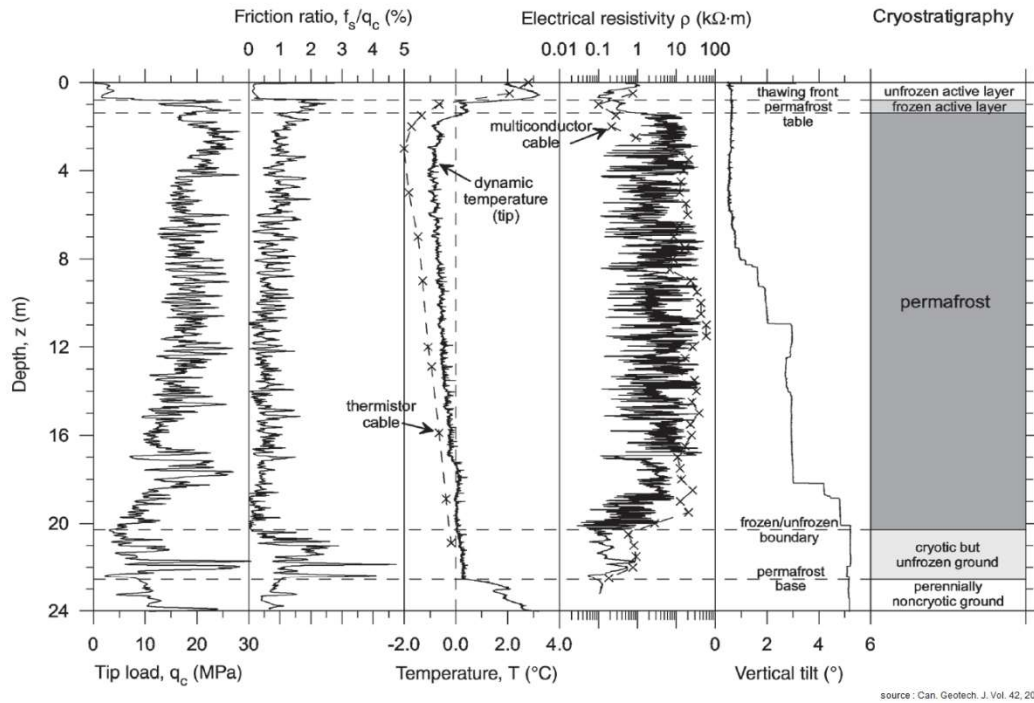


Figure 5: Essai CTP Umiujaq (tiré de Buteau, Fortin et Allard, 2005).

1.2.3 CARACTÉRISTIQUES DU PIEU GÉLI-ADHÉSIF

Les pieux sont normalement faits avec des tuyaux d'acier. La contrainte est principalement transmise au sol par l'adhérence du gel le long des parois. Des systèmes de ventilation intégrés dans les pieux peuvent permettre d'augmenter leur efficacité et de stabiliser la température du sol.

L'installation de ce type de pieu se fait généralement par le forage d'un trou surdimensionné. Une fois le pieu introduit dans ce trou, un mélange d'eau et de sable ou de gravier est injecté dans l'interstice restant, ce qui permet la mise en place du pieu. La résistance de ce coulis peut varier selon les proportions des constituants du mélange (voir figure 6).

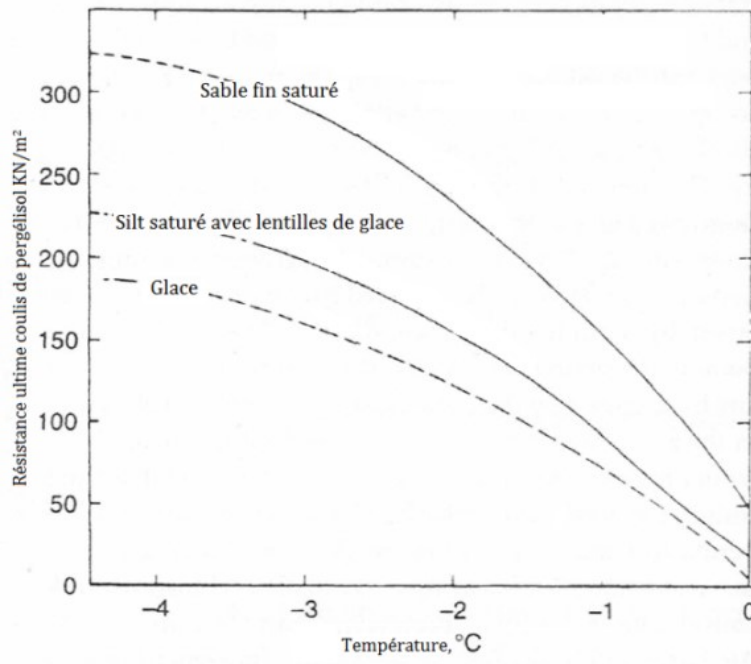


Figure 6: Résistance des coulis selon certains sols typiques (tiré de Andersland et Ladanyi, 2004).

L'interstice annulaire entre le forage et le pieu se situe généralement entre 50 et 100 mm (Andersland et Ladanyi, 2004), afin de permettre l'insertion du mélange utilisé. L'association canadienne de normalisation propose une méthode de mise en place de pieu qui favorise la prise de geli-adésif (figure 7).

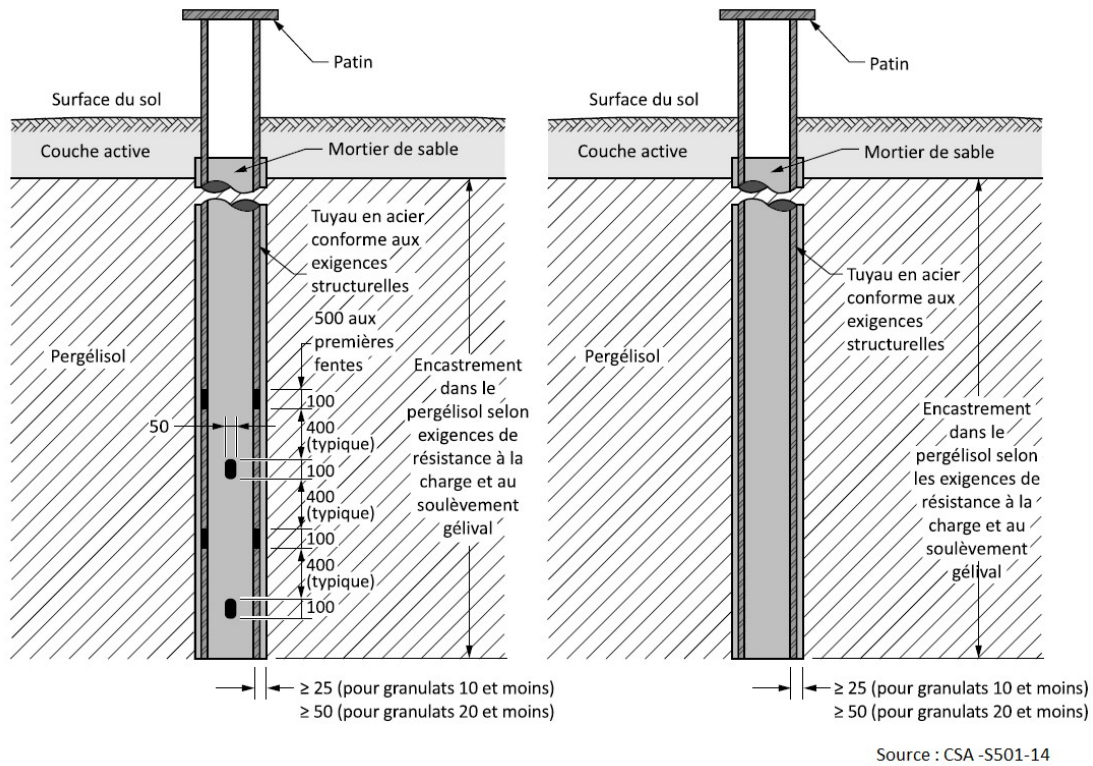


Figure 7: Pieux favorisant le géli-adhérence (Tiré de l'Association canadienne de normalisation, 2014).

Plusieurs proposent de relier directement la résistance du géli-adhésif (τ_a) à celle du sol gelé en place (τ_{lt}) par la relation suivante :

$$\tau_a = m \cdot \tau_{lt} \quad (1)$$

m = selon le type de pieu : 0.6 en acier, 0.7 en béton, 1 pour acier ondulé

Cette approche semble la plus courante (Andersland & Ladanyi, 2004), et est directement reliée à la résistance du géli-adhésif selon certains sols typiques.

1.2.4 CAPACITÉ PORTANTE

Comme dans le cas d'un sol non gelé, la résistance mécanique d'un sol gelé dépend du frottement intergranulaire, de l'enchevêtrement des grains et de la

cohésion. Cependant, dans un sol gelé, la cohésion due à la cimentation des particules par la glace est la source principale de résistance. Tout ceci est compliqué par la présence de pellicules d'eau non gelées qui enveloppent les particules du sol et diminuent les forces de contact (Ministère des Transports du Québec et Ladanyi, 1996).

Le pergélisol possède habituellement les qualités de la roche, mais sa résistance dépend de sa composition, de sa texture, de sa teneur en glace et de sa température (Conseil National de Recherche Canada, 2005). Un sol gelé se comporte presque comme de la glace polycristalline (Ministère des Transports du Québec et Ladanyi, 1996). De plus, les contraintes sur un pieu dans le pergélisol diffèrent de celles d'un pieu dans un sol conventionnel dû à son instabilité. Les variations volumétriques selon les saisons ainsi que le gonflement et le retrait du sol provoquent l'inversion de certaines forces axiales, ce qui engendre un soulèvement du pieu. Aussi, certains matériaux sont plus susceptibles à rencontrer ces phénomènes dus à leur rugosité.

La capacité d'un pieu dans le pergélisol dépend de 5 facteurs (Andersland & Ladanyi, 2004) :

- 1) Du profil de température du site ;
- 2) La résistance du coulis entre le pieu et de la paroi ;
- 3) Longueur d'enrobage ;
- 4) Le type, la dimension et la nature du pieu ;
- 5) Solidité de l'enrobage.

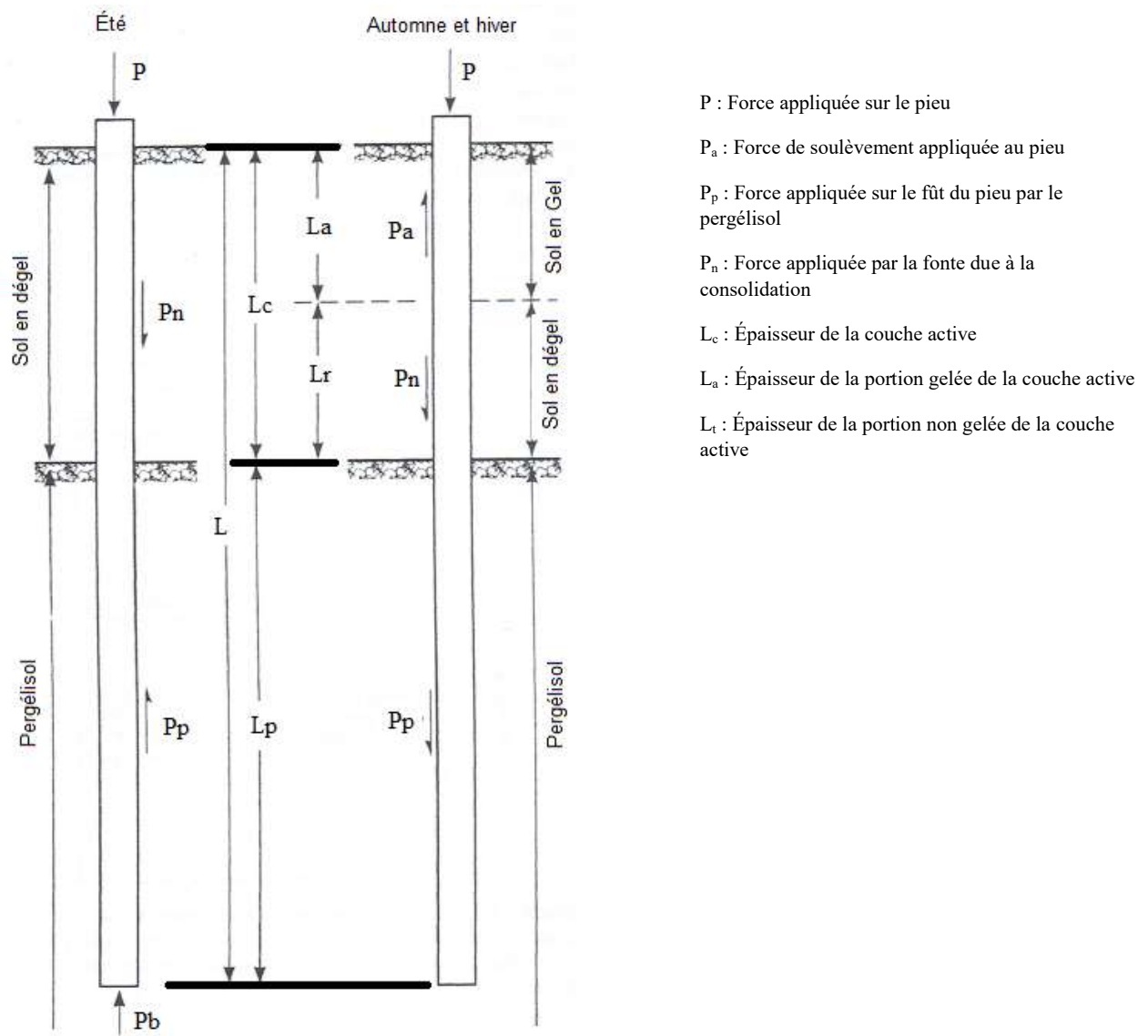


Figure 8: Forces sur un pieu selon la saison (tiré de Andersland et Ladanyi, 2004).

Comme les conditions d'été sont celles prises en compte pour un dimensionnement, les forces de soulèvement, P_a , ne sont pas présentes, Cela se traduit par la diminution de la force P (figure 8). De plus, la résistance en pointe n'est pas prise en compte, sauf pour les pieux chargés en pointe dans le rock ou dans un sable et gravier dense (Andersland & Ladanyi, 2004). Ainsi, seulement la résistance en cisaillement, τ , sur les parois selon le type de couche n, c, p, a (figure 8) pour le

nombre de couches i selon l'épaisseur de celle-ci ΔL_i , est prise en compte. Aussi, la longueur d'enrobage (L_p) est calculée comme suit

En été (qui contrôle) : $P + P_n < P_p$

$$P + \pi d \sum \tau_{ni} L_{ci} < \pi d \sum \tau_{pi} L_{pi} \quad (2)$$

En hiver $P_a < P + P_n + P_p$ est la condition recherchée.

$$\pi d \sum \tau_{ai} L_{ai} < P + \pi d \sum \tau_{ni} L_{ni} + \pi d \sum \tau_{pi} L_{pi} \quad (3)$$

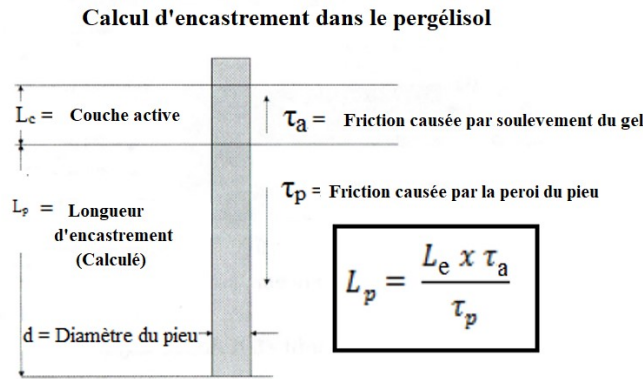


Figure 9: Diagramme pour le calcul de l'enrobage (tiré de Tomlinson & Woodward, 2008).

Cependant, l'approche du MTQ et de Ladanyi (1996) apporte des équations qui prennent en compte la variation de température, paramètre important affectant la résistance dans le pergélisol. Ils confirment aussi que la résistance ultime, à long terme, n'est rien d'autre que celle du sol gelé. En pratique, il est possible de considérer que la résistance ultime à long terme est trop sécuritaire, et de choisir plutôt une résistance différée qui correspond, par exemple, à deux fois le temps en service (Ministère des transports & Ladanyi, 1996).

La variable P_a (indice a pour le terme anglais *adfreeze*), qui est la résistance maximale du géli-adhésif, est obtenue à l'aide de :

$$P_a = 2\pi a \sum_0^{l_p} \tau_{ai} \Delta L_i \quad (4)$$

Dans cette équation, $2\pi a$ est le périmètre du pieu dans la zone observée, a , et τ_{ai} est la résistance en cisaillement de la couche i ayant une épaisseur ΔL_i

Donc la méthode courante utilisée afin de déterminer la charge admissible (P_{all}) pour un pieu dans le pergélisol est la suivante ;

$$P_{all} = 2\pi a L \tau_{all} \quad (5)$$

Dans cette équation, τ_{all} est la somme de tous les types de friction en jeu identifiés plus haut et $2\pi a$ est le périmètre du pieu de la zone observée a.

1.3 OBJECTIF DE PROJET

L'objectif général de ce projet est de déterminer la capacité de frottement latéral des pieux dans le sol gelé en fonction de la température et du taux de chargement. Pour atteindre ces objectifs, certains sous-objectifs sont mis en place, soient :

- 1) Concevoir des équipements afin de permettre de mesurer la capacité latérale du pieu sans l'influence de la pointe ;
- 2) Définir une méthode afin d'obtenir des résultats fiables et cohérents ;
- 3) Déterminer la capacité portante latérale maximale de pieux dans le pergélisol en fonction de la température et du taux de chargement ;
- 4) Déterminer la capacité résiduelle suite au bris du géli-adhésif selon différentes températures et taux de chargement.

1.4 MÉTHODOLOGIE

Afin de répondre aux objectifs du projet, une méthodologie a été adoptée. Cette méthodologie sous forme d'algorithme (figure 10), est présentée en diverses étapes et est énumérée ci-après.

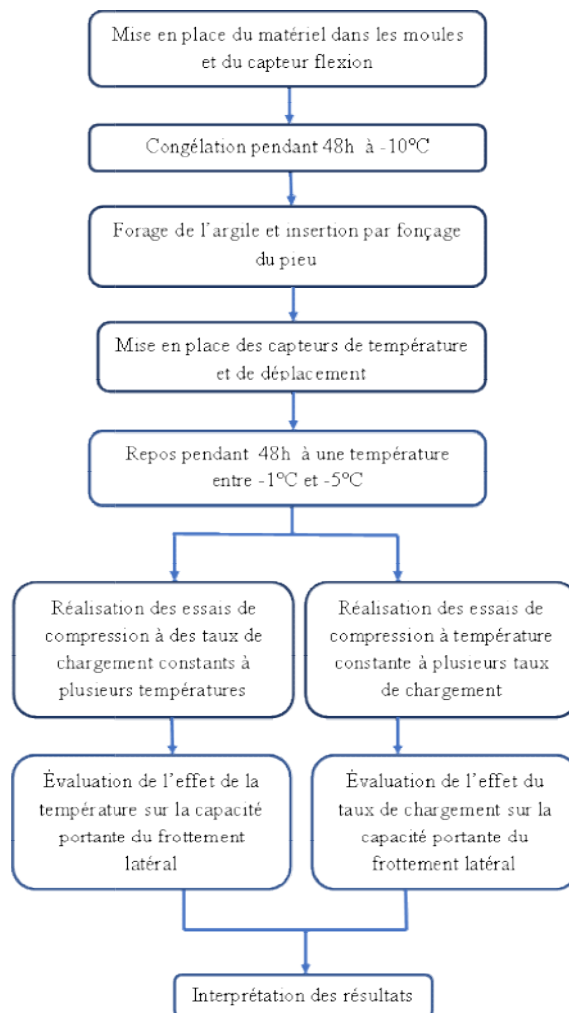


Figure 10: Méthodologie de la détermination de la capacité portante par le frottement latéral d'un pieu en bois dans le pergélisol.

1.4.1 CRÉATION D'ÉCHANTILLONS ARGILE

Dans un premier temps, différentes argiles régionales ont été utilisées afin de créer un échantillon global représentatif du sol dans le nord du Canada. L'important était de réaliser un échantillon de sol qui était le plus représentatif des sols où le pergélisol se met en place à une température de $-0,5^{\circ}\text{C}$ à $-5,0^{\circ}\text{C}$. D'après la classification USCS, l'échantillon reconstitué en laboratoire était un échantillon argileux silteux avec des traces de sable (CL). La teneur en eau de l'échantillon oscillait entre 25 % et 30 %.

L'utilisation de cette argile a permis d'observer les différents paramètres qui influencent notamment le comportement du pieu. Ainsi l'analyse des résultats ne dépend pas du type de sol puisque c'est le même type de sol utilisé pour tous les essais. Les échantillons d'argile étaient placés dans des moules en plexiglas d'un diamètre de 100 mm ainsi qu'une hauteur de 100 mm.

1.4.2 INSERTION DU PIEU DANS L'ÉCHANTILLON

Après cette première étape, il était nécessaire de forer l'échantillon afin de mettre en place le pieu sur toute la longueur de l'échantillon. Le forage était effectué sur un échantillon gelé à une température de -10°C . Le sol a été gelé à une température de -10°C , car en dessous de cette température, le sol était trop mou et lors du perçage l'échantillon se déformait et se brisait.

Le foret utilisé pour réaliser le forage était du même calibre que le diamètre du pieu afin de maximiser la prise du pieu avec l'échantillon. L'utilisation d'un foret de diamètre inférieur à ce ratio provoque la fissuration de l'échantillon. Le foret utilisé était donc de 25,00 mm. Les pieux utilisés pour l'ensemble des essais étaient en bois.

1.4.3 DÉVELOPPEMENT DU SYSTÈME D'ACQUISITION DES DONNÉES

Des essais en compression simple ont été réalisés exclusivement en laboratoire. Les essais ont été réalisés sur une machine MTS 810 munie d'une tête de chargement de 25 kN modèle 661.20E-01.

Le comportement du pergélisol étant très dépendant de la température, l'évaluation précise de la température était un défi à relever pour s'assurer de la validité des résultats.

Le contrôle de la température était réalisé grâce à des capteurs de type K d'une précision de $\pm 0,05$ °C placés dans l'échantillon de sol à la suite d'un fonçage à l'aide d'un foret de 3 mm. La précision de la mesure est d'autant plus importante, car un écart de 0,1 °C a de grandes conséquences sur une échelle d'essai de -1 à -5 °C.

Un capteur supplémentaire est introduit dans l'échantillon avant sa recongélation permettant de vérifier la présence d'éventuels mouvements de flexion au sein de l'échantillon durant la réalisation de l'essai. Cette technique innovatrice a confirmé que l'ensemble de l'argile était monolithique.

1.4.4 MODIFICATION DE L'ÉQUIPEMENT

L'étude des frottements latéraux des pieux a nécessité une adaptation technique du matériel. L'objectif est de ne pas prendre en compte la résistance en tête de pieu. Afin de mesurer seulement le cisaillement axial le long des échantillons. Pour cela, une plaque a été conçue afin que la tête de pieu n'admette aucune résistance lors de l'essai.

Une microcaméra endoscope de 7 mm, insérée dans l'ouverture latérale, a permis de suivre en direct l'alignement et le déplacement du pieu, ceci afin de s'assurer qu'aucune friction n'est attribuable au frottement du pieu avec la plaque d'assise. Cela a aussi permis de vérifier que le débattement était suffisant tout au long de la course du pieu.

CHAPITRE 2 :

ARTICLE

Determining the lateral friction bearing capacity of a pile in permafrost soil at a laboratory scale

John McLean¹, Ali Saeidi^{1,*}, Mahdiyeh Seifaddini¹, Thomas Barbarisque¹, Jean-Pascal Bilodeau¹, and Andréanne Clément¹

¹ Département des Sciences appliquées, University du Québec à Chicoutimi, Chicoutimi, QC, Canada.

*Corresponding author: Ali_Saeidi@uqac.ca

Email:

john-jr.mc-lean1@uqac.ca

Ali_Saeidi@uqac.ca

Mahdiyeh_Seifaddini@uqac.ca

thomas.barbarisque1@uqac.ca

Jean-Pascal_Bilodeau@uqac.ca

Andreanne.Clement1@uqac.ca

ABSTRACT

Buildings in high-latitude regions are commonly built on shallow foundations within permafrost soils. The regional warming of frozen soils and the thickening of the active layer have led to a decrease in the bearing capacity of shallow foundations and structural damage to infrastructure because of permanent differential settlement. The use of deeper foundations could reduce this potential for damage. Here we undertook a laboratory-based study of the influence of temperature and loading rate on a wooden pile's lateral friction capacity in a frozen soil. We carried out uniaxial compressive tests at various temperatures and loads on wooden piles drilled into frozen clay soil. As soil temperature decreased from -1 to -3.5 °C, the lateral bearing capacity increased, whereas resistance markedly decreased. Resistance increased at soil temperatures colder than -4.5 °C. Increased loading rates led to an increase in lateral resistance at a given temperature. Finally, we determined the lateral bearing capacity of a pile as a function of temperature and loading rate.

Keywords: Permafrost, bearing capacity, lateral resistance, temperature, load rate

INTRODUCTION

Recent and projected increases in population and socioeconomic development in the circum-Arctic, such as northern Québec, have resulted in more infrastructure in these regions. This infrastructure is diverse and includes public service buildings (e.g., hospitals, schools), telecommunication components, power lines, and transportation-related infrastructure (e.g., port facilities, bridges, terminals). Whereas earlier structures were built on top of or had portions drilled into the permafrost, ongoing and future climate warming is altering the depth, distribution, and physical properties of frozen ground (Allard et al., 1987). Permafrost melt leads to the saturation of the soil. The foundations' bearing capacity is thereby reduced, leading to the differential settling of infrastructure on or within the permafrost and significant damage to buildings. The construction of infrastructure adapted to this changing environment represents one of the significant challenges for the development of circum-Arctic regions in the future (Ministre des Affaires indiennes et du Nord canadien, 2005).

Building foundations must be adapted to this new reality. In zones where the bedrock is far from the surface, shallow foundation designs have been proposed; however, they cannot ensure a structural longevity because of melting permafrost in the upper portion of the soil (Verreault, 2015). Therefore, deep foundations are required for future infrastructure setup in these environments.

The physical properties of frozen soil depend on the freezing process, freeze-thaw cycles, and long-term temperatures (Andersland and Ladanyi, 2004). These factors influence soil density, hydraulic and thermal conductivity, and soils' shear behavior and resistance. Permafrost properties are influenced mainly by soil ice content, air temperature, soil temperature, and snow cover (SENES Consultants Limited, 2005), and permafrost resistance depends on multiple parameters, including soil composition, texture, and ice content. Frozen ground behaves very much like

polycrystalline ice (Ladanyi, 1996). Similar to unfrozen soil, the mechanical resistance of frozen soil depends on intergranular friction, the mixing of grains, and grain cohesion. In contrast, the main source of resistance in frozen soils is the cohesion due to the cementing of particles by ice. The presence of unfrozen water films, which envelop the soil particles, reduces the contact forces (Ladanyi, 1996).

The bearing capacity of a pile in permafrost depends on the resistance at the interface between the pile and permafrost (lateral capacity) as well as the compressive strength of the frozen soil at the end of the pile (pile point capacity). Although both aspects have been studied (e.g., Andersland and Ladanyi, 2004, Frank and Philippe, 2000), accurate modeling of the placement of piles in permafrost remains limited. To date, studies of the bearing capacity of piles in relation to the adhesion of frozen ground have come from tests using conventional shear boxes (Ladanyi and Thériault, 1990). Semi-empirical, empirical, numerical, and analytical relationships have been developed to determine bearing capacity and the settling of piles in frozen soil; for example, Jiang and Guo (2016) simulated the long-term bearing capacity of an in situ concrete pile in permafrost in Tibet, and Puswewala and Rajapakse (1990) developed a finite element code to analyze the interaction between integrated cylindrical foundations and frozen media. All modeling of a pile's bearing capacity in frozen soil, a value linked to the state of permafrost, emphasizes the importance of interface parameters (Liu et al., 2018, Voyer, 2009). Although existing models consider the effects of warming, there remains, nonetheless, a lack of experimental data to validate these models.

Determining the bearing capacity and settling of piles buried in frozen ground requires collecting reliable data from laboratory tests and in situ measurements. These

data can determine the key parameters and validate numerical approaches. Parameswaran (1981) evaluated the influence of pile material within permafrost over a temperature range of -6 to -10 °C, under artificial ice conditions. However, this temperature range is not entirely relevant as permafrost rarely reaches a temperature of -6 °C or colder under snow cover or where underlying a building. More pertinent experimental tests of piles' bearing capacity in permafrost should mirror autumnal conditions, where the active layer is thawed and permafrost temperature is -3 to -1 °C.

The gel-sol interface remains poorly understood, and the mechanisms inherent to this zone require a more sophisticated theoretical explanation. Temperature and loading rate effects on the lateral and peak bearing capacities of a pile also remain poorly constrained. Therefore, the testing of several temperatures and loading conditions would establish relationships between these factors and piles' bearing capacity and settling. Here we evaluate resistance at the interface between the pile and permafrost in clay soil. We aim to understand a pile's behavior in frozen soil under various stress rates and soil temperatures. We measure the lateral resistance between the pile and the frozen soil and the resistance at the head of the pile. Lateral resistance is a critical parameter for determining the bearing capacity of a soil in place. A better understanding of pile-permafrost interactions will improve the design of deep foundations.

METHODOLOGY

The methodology developed in this paper is applicable to determining the lateral bearing capacity of piles in permafrost regions at a laboratory scale. The algorithm of our methodology is presented in Fig. 11.

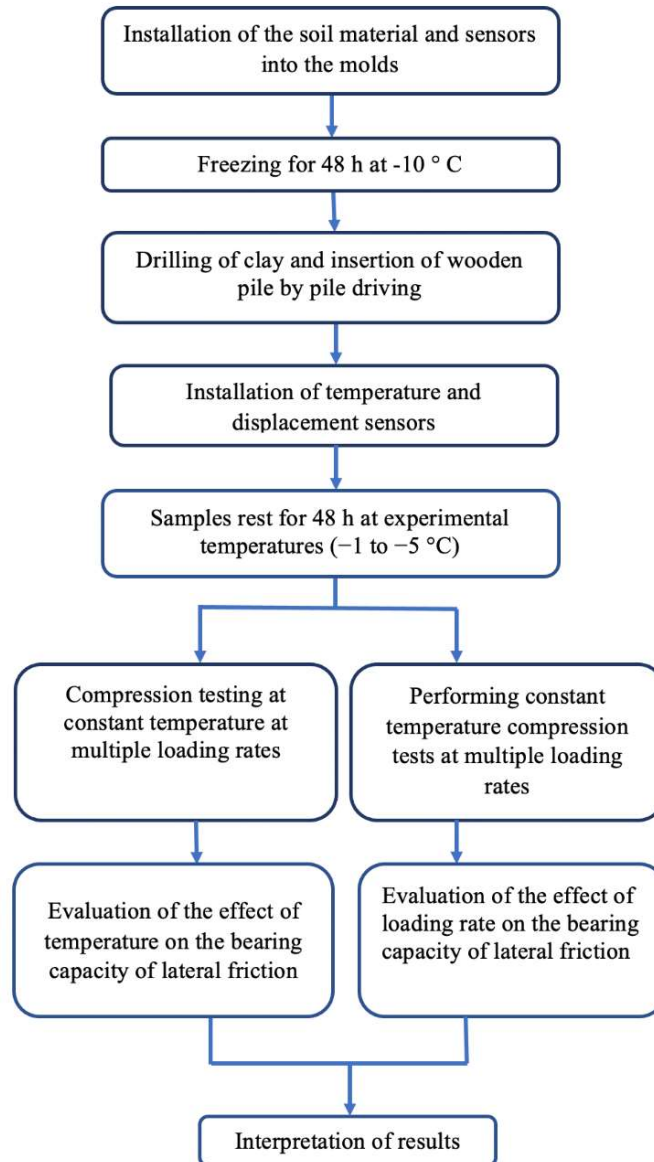
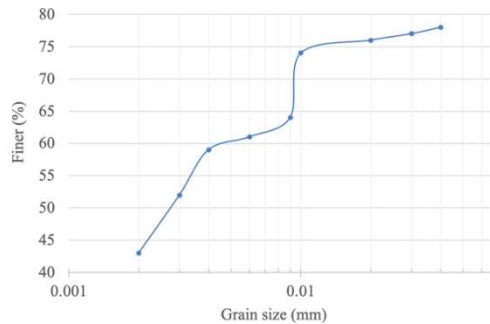


Fig. 11: Methodology for determining the bearing capacity by lateral friction of a wooden pile in permafrost at various temperatures and loading rates.

Soil sample preparation

We combined various regional clays to create a representative sample of a typical northern Canadian permafrost soil at -0.5 to -5.0 °C. The grain size distribution of this soil is shown in Fig. 12 with images of the samples ready for freezing. The representative soil was a silty clay with traces of silt (CL), according to the USCS classification, and had a water content varying between 25% and 30% with Atterburge limits of 44% for the liquid limit and 25% for the plastic limit. We then transferred the clay samples into plexiglass molds (100 mm diameter, 100 mm height).



(a)



Crédit : John McLean

(b)

Fig. 12: Soil sample and granulometry; a) granulometry curve of a sample soil and b) soil samples ready for freezing.

Insertion of the pile into the sample

Samples were then frozen. Following a series of trial and error tests, we found a soil temperature of -10 °C to be optimal for drilling. To insert the wooden piles into the sample, we drilled into the frozen samples using a 25 mm diameter bit, matching the pile's diameter to maximize the grip between the pile and sample (Fig. 13).



Crédit : John McLean

Fig. 13: Pile inserted into the soil samples using the MTS 810 press.

Tests of loading capacity

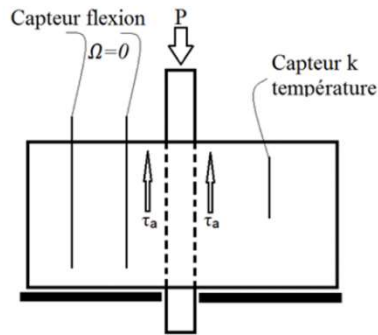
We undertook simple compression tests in the laboratory of the atmospheric icing center at the Université du Québec à Chicoutimi. This laboratory allows air temperatures to vary between -40 and 0 °C. For these tests, we used an MTS 810 machine fitted with a 25 KN loading cell (Model 661.20E-01). We controlled sample temperature via type K sensors (accuracy ± 0.05 °C) placed into the soil sample after drilling a 3 mm diameter hole. To evaluate the sample bending when a force was applied to the pile, we inserted an FS7548 resistive flexible bending sensor 1 cm from the pile surface (Fig. 14a). We inserted the probe into the sample at a temperature of -10 °C, although before refreezing of the pile, sample, and sensor setup. We observed no variation in resistance upon inserting the probe (Fig. 14b), confirming that the permafrost sample had a behavior very similar to that of polycrystalline ice (Ministère des Transports du Québec and Ladanyi, 1996).



Crédit : John McLean



(a)



(b)

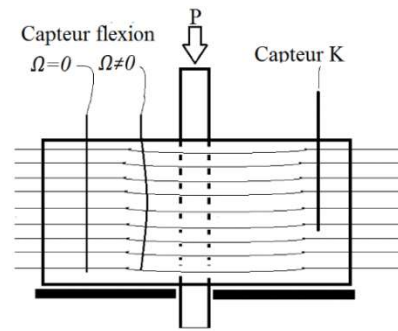
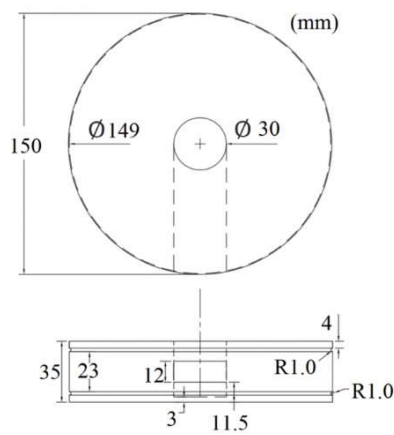


Fig. 14: a) Photos of the bending sensor (right) and its placement in the soil (left). b) Position of sensors (left) and the zones of influence using bending gauges (right).

A plate placed on top of the pile was designed to ignore resistance at the pile head and measure only axial shear within the sample. The plate design prevented the pile head from producing any resistance during the test (Fig. 15a). The plate also contained a lateral opening for a 7 mm micro-endoscopic camera (Fig. 15b) to be inserted for visually recording the alignment and displacement of the pile. This visual record ensured that any friction was not due to friction of the pile with the seat plate, and it allowed for verifying that pile travel was sufficient.



Crédit : John McLean

(a)



Crédit : John McLean

(b)

Fig. 15: a) Modified plate for carrying out the test. b) Image of the pile head camera window.

Performing the tests

We used uniaxial compression tests to assess the lateral resistance along the walls of the pile. We performed these tests for several loads at 1 °C intervals between −1 to −5 °C (note that the tests carried out at −6 °C caused the breakage of the piles). For each temperature, we tested three deformation rates: 0.01, 0.1, and 0.5 mm/s. We repeated all tests three times. The main stresses σ_1 and the axial strains were

measured during the tests. We installed an LVDT sensor to determine the displacement of the monolithic soil. The axial displacement of the acquisition head and the LVDT sensor (± 0.05 mm) differed by 0.002 mm. This displacement is attributed to the seat of the material and not to the displacement of the pile in the clay. We therefore disregarded this displacement in our interpretation of the results. Displacement was determined as

$$\Delta_{\text{absolu}} = (D_{\text{press}} + D_{\text{LVDT}}) - (P_{\text{initial, press}} + P_{\text{initial, LVDT}}), \quad \text{Eq. 1}$$

where Δ_{absolu} represents the actual displacement between the pile and the clay, D_{press} is the press displacement pressed on the pile, D_{LVDT} is the displacement of the LVDT sensor located on the clay, and $P_{\text{initial, press}}$ and $P_{\text{initial, LVDT}}$ are the initial press position and initial LVDT position, respectively (Fig. 16).

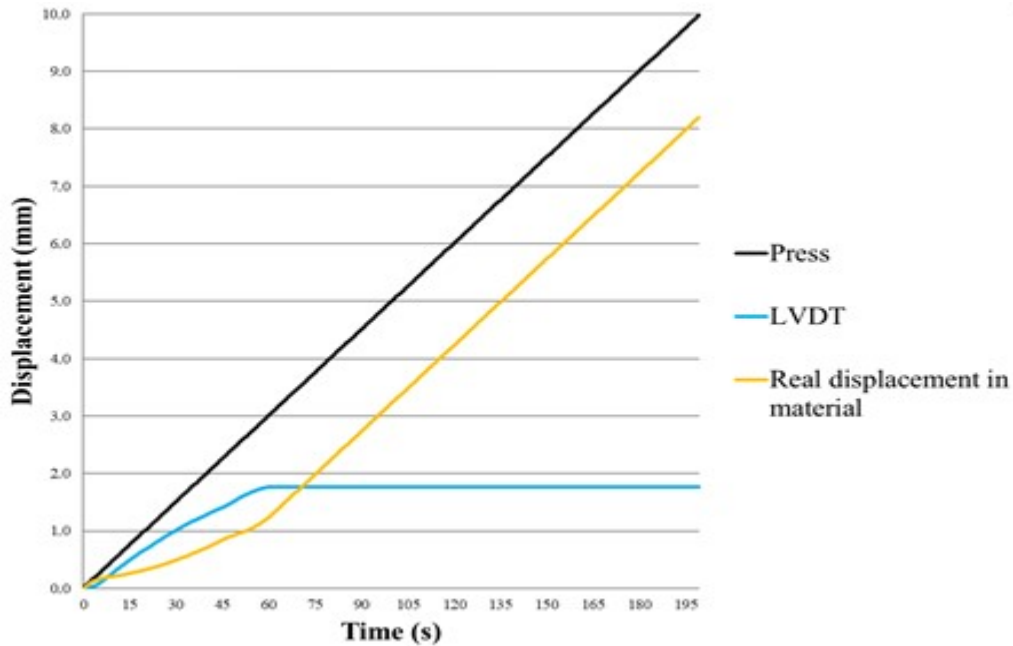
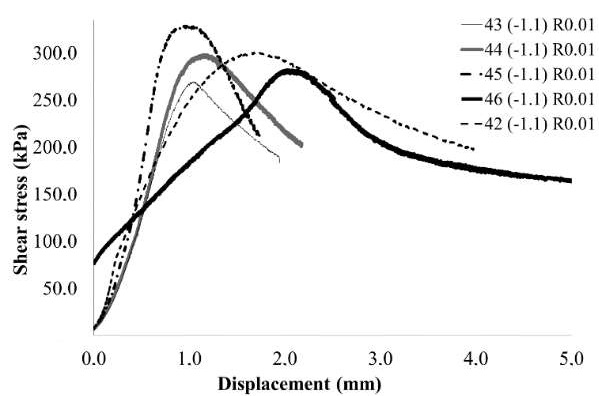


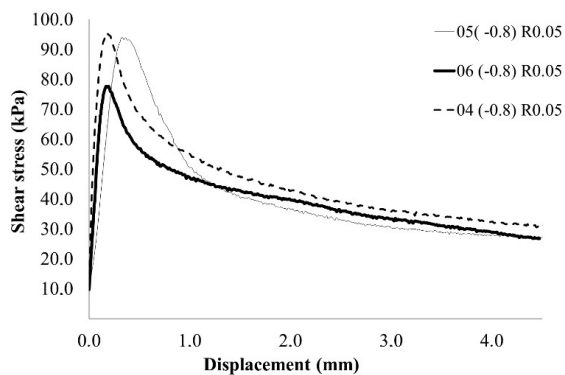
Fig. 16: Displacement between the pile and the clay over time.

RESULTS

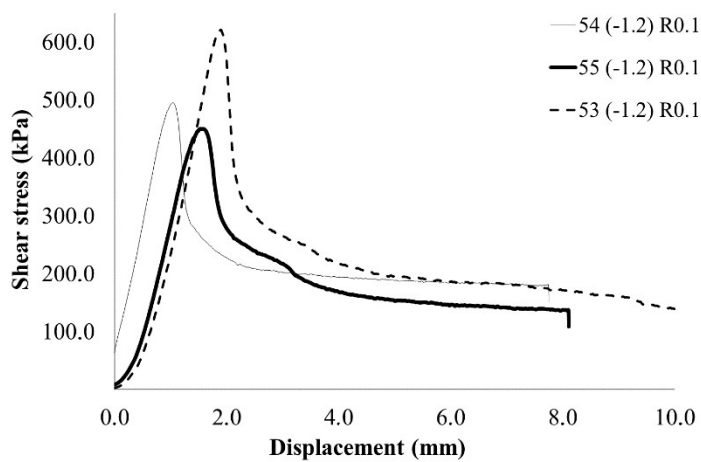
We performed a total of 73 tests of pile resistance to lateral friction. The maximum temperature difference among tests for a given temperature was ± 0.2 °C; for example, -1 °C test samples had mean temperatures of -0.8 , -1.1 , and -1.2 °C. The produced stress-displacement curves (Figs. 17) illustrate the evolution of shear stress as a function of displacement. The laboratory press indicates an axial force as a function of the displacement. For all combinations of temperature and deformation rate, we observe shear stress reaching a maximum value, corresponding to peak resistance, followed by a decrease and eventual plateau in shear stress, marking the residual strength. Fig. 17 presents the results for a temperature of approximately -1 °C and various deformation rates. Figs. 18 present the results of tests having mean temperatures of -2.2 , -3.1 , -4 , and -4.9 °C, respectively.



Strain rate of 0.01 mm/s

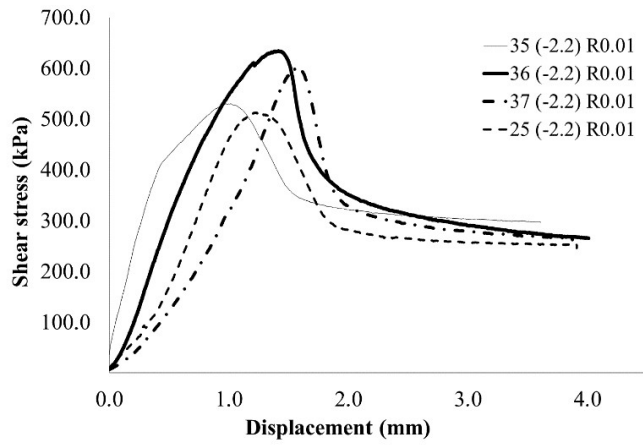


Strain rate of 0.05 mm/s

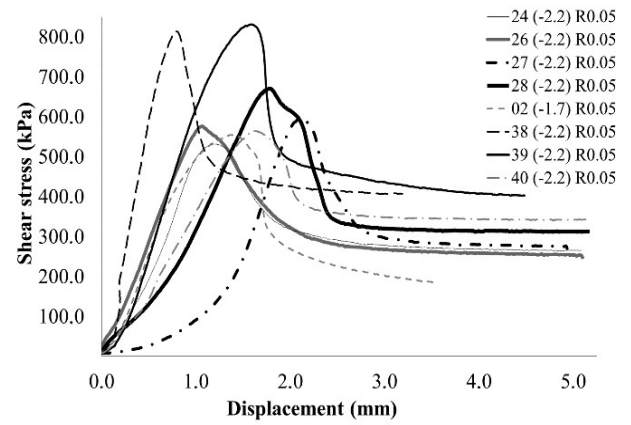


Strain rate of 0.1 mm/s

Fig. 17: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -1°C .

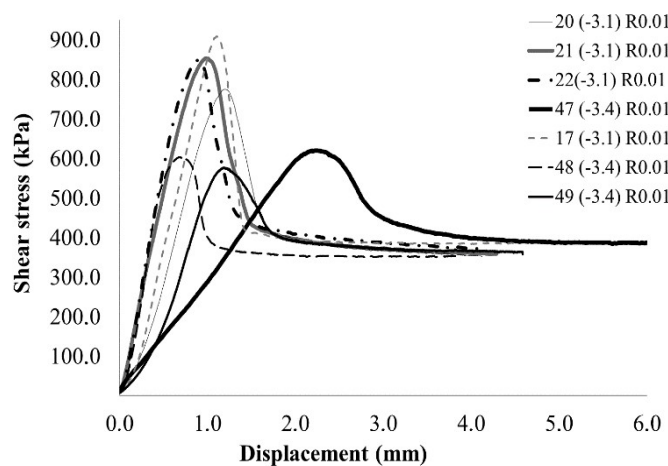


Strain rate of 0.01 mm/s

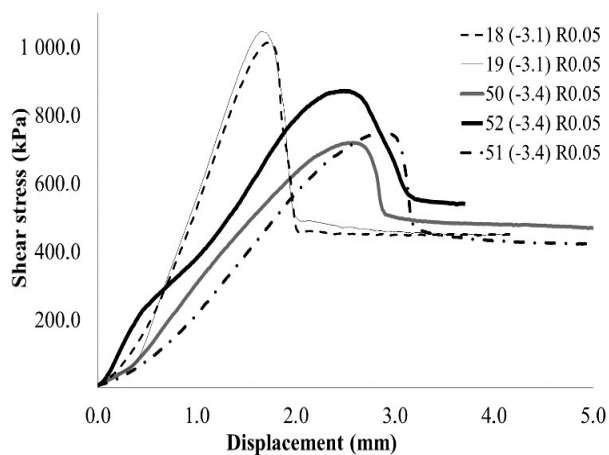


Strain rate of 0.05 mm/s

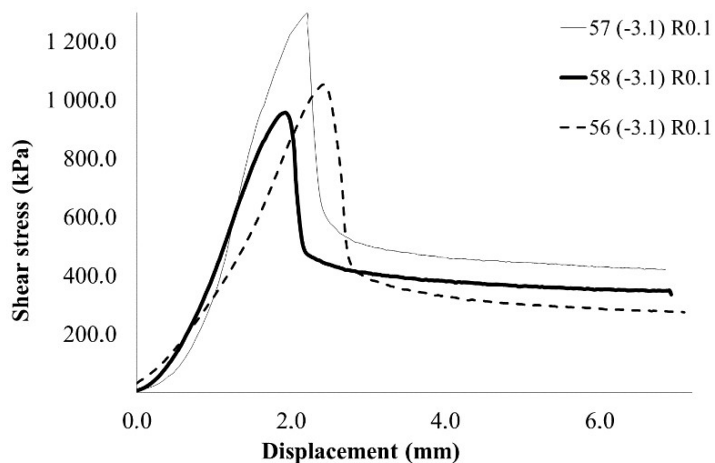
Fig. 18: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01 and 0.05, mm/s at -2°C



Strain rate of 0.01 mm/s

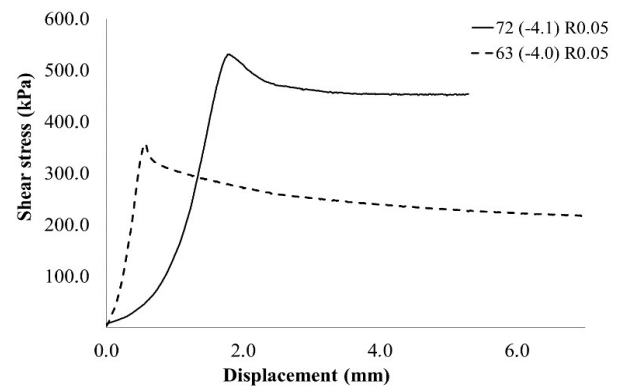
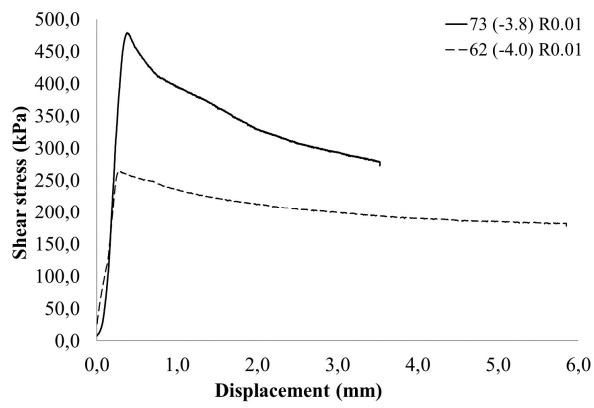


Strain rate of 0.05 mm/s



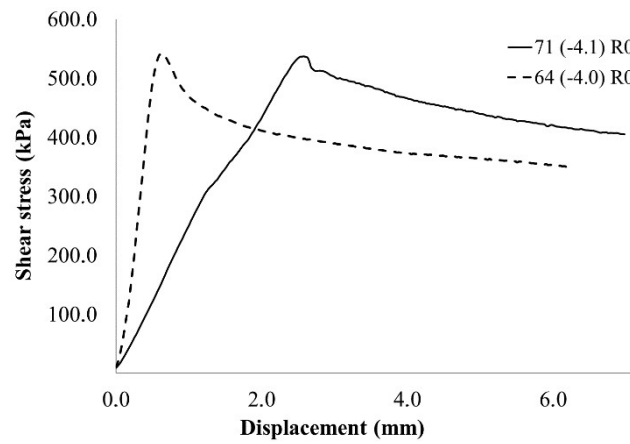
Strain rate of 0.1 mm/s

Fig. 19: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -3°C .



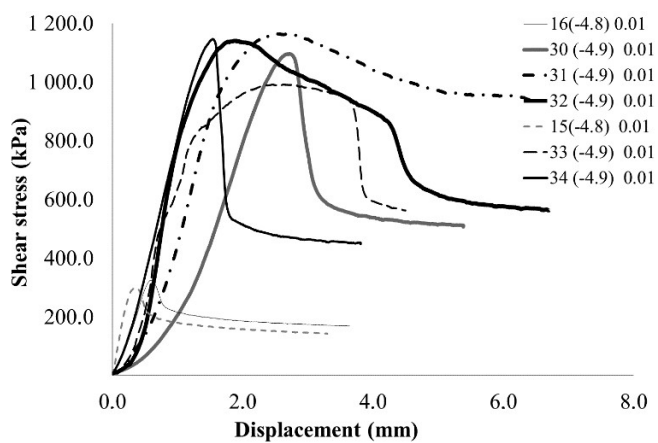
Strain rate of 0.01 mm/s

Strain rate of 0.05 mm/s

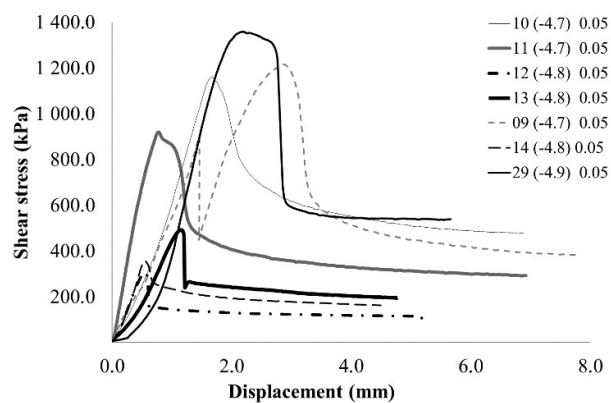


Strain rate of 0.1 mm/s

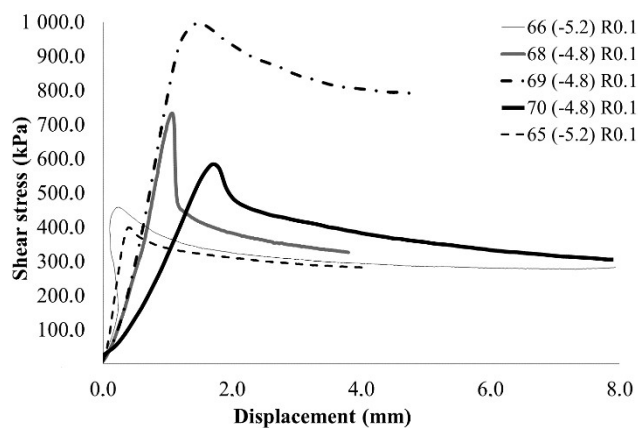
Fig. 20: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -4°C .



Strain rate of 0.01 mm/s



Strain rate of 0.05 mm/s



Strain rate of 0.1 mm/s

Fig. 21: Evolution of the shear stress as a function of displacement for deformation rates (R) of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s at -5°C .

Evaluating the effects of temperature on bearing capacity

For each temperature and deformation rate, we calculated the mean (and standard deviation) of peak and residual strengths (Table 1), and we present these as a function of temperature for three deformation rates (Figs. 22a and b for peak and residual strengths, respectively). For simplicity, we present only differences between temperatures at a deformation rate of 0.05 mm/s, the mid-range deformation rate used in this study, to illustrate the effect of temperature on bearing capacity. At a temperature of -0.8°C (Table 1), peak strength is 88.9 kPa. At temperatures warmer than -1°C , however, the content of unfrozen free water may be significant, and these data should be analyzed with some caution. Initially, as soil temperatures decrease from -1°C , maximum peak strength increases. For shear stress values at -1.7°C , and for which we only have a single test result, failure occurs at 554.5 kPa (Fig. 18), whereas for -2.2°C , this failure occurs at 675.1 kPa. At -3.1°C , this failure is observed at 989.3 kPa. However, at -3.4°C , peak strength is only 780.0 kPa for the two tests at this temperature (Fig. 19). This reduction in peak strength is also observed for the other loading rates. Mean peak strength again increases at temperatures cooler than -4.5°C ; mean peak strength increases to approximately 1098.3 kPa over 0.6°C for all deformation rates. For temperatures cooler than -5°C , peak strength increases rapidly, and, in most cases, we observed the failure of the wooden piles rather than soil failure. The rate and the extent of capacity recovery relates directly to the degree to which the sample was affected by the phenomenon of loss of capacity. In summary, at a constant rate of deformation, the maximum average stress increases with colder soil temperatures until approx. -3.4°C . From here, peak strength decreases as temperatures cool to -4.5°C , and cooler than this temperature, peak strength again increases (Fig. 22a).

Table 1. Results (average and standard deviation) of peak and residual strengths as a function of temperature and strain rate.

Temperature (°C)	Strain rate (mm/s) = 0.01				Strain rate (mm/s) = 0.05				Strain rate (mm/s) = 0.1			
	Pick strength (kPa)		Residual strength (kPa)		Pick strength (kPa)		Residual strength (kPa)		Pick strength (kPa)		Residual strength (kPa)	
	Avg	SD	Avg	SD	Avg	SD	Avg	SD	Avg	SD	Avg	SD
T = -0.8°C					88.91	0.76	25.86	0.76				
T = -1.1°C	278.04	43.48	177.76	20.45								
T = -1.2°C									522.34	72.39	123.39	20.16
T = -2.2°C	561.66	46.86	267.23	17.90	675.09	109.79	330.48	60.71				0.0001
T = -3.1°C	825.78	35.61	360.84	7.96	989.25	58.76	330.48	60.71	1102.14	143.31	343.92	59.75
T = -4.7°C					1098.26	128.59	384.23	76.01				
T = -4.8°C	540.2	323.03	155.88	14.03					658.2	74.91	325.32	10.55

Evaluating the effect of loading rate on bearing capacity

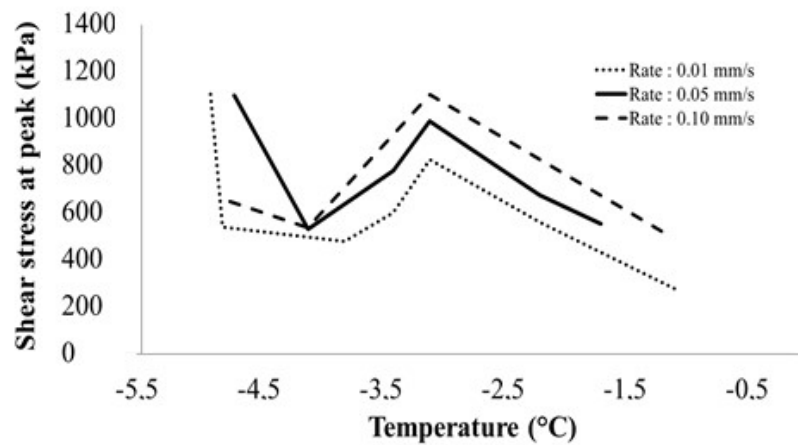
The shape of the curves for deformation rates of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s evolves in three phases. First, there is a gradual increase in the average maximum stress as a function of temperature. As the rate of deformation increases, the average peak strength increases accordingly. At $-3.1\text{ }^{\circ}\text{C}$, peak strength is 825 kPa at 0.01 mm/s, 989 kPa at 0.05 mm/s, and 1102 kPa at 0.1 mm/s. For the other temperatures, we observe similar trends in behavior.

The evolution of residual stress as a function of temperature for various deformation rates produces curves having the shape of a flat parabola (Fig. 22b). At a deformation rate of 0.01 mm/s, we observe a slight increase in residual stress to temperatures down to approx. $-3.5\text{ }^{\circ}\text{C}$; below this temperature, residual stress decreases. This pattern also holds for deformation rates at 0.05 mm/s, where the residual stress reaches a maximum at $-3.5\text{ }^{\circ}\text{C}$. For 0.1 mm/s, the maximum occurs at approx. $-4\text{ }^{\circ}\text{C}$.

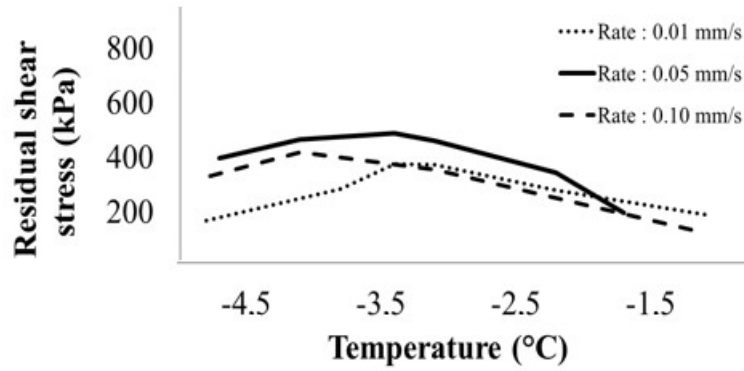
Discussion

For deformation rates of 0.01, 0.05, and 0.1 mm/s, lateral resistance increases as deformation rate increases. This pattern occurs as the stress has little time to pass through the material at structurally weaker locations, a scenario comparable to that observed for ice and concrete. Between -1 and $-3\text{ }^{\circ}\text{C}$, maximum stress increases. At $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$, the water is partially frozen (Fig. 23a), and the unfrozen free water decreases the lateral resistance. As temperature cools further, lateral resistance increases due to frost adhesion and water crystallization near the pile.

We observed a decrease in the maximum admissible stress between -3 and -4 °C (Fig. 22). This discontinuity is explained by a structural change in the frozen soil. At cooler temperatures, the swelling of the last particles of free water inside the mold causes internal cracks and provokes a structural weakness within the sample. This process also explains the reduced residual stress at temperatures cooler than approx. -3.5 °C for the various deformation rates. (Our test at -5.0 °C was not retained because of large cracking (Fig. 23b), which reflects a swelling that the soil cannot absorb). At temperatures cooler than -4.5 °C, resistance increases, and crystallization is complete. At -6 °C, there is the destruction of the pile with stresses exceeding 2200 kPa. Following cracking, the stress is taken up fully by adfreezing, which shows that the admissible lateral shear strength of a pile is equal to that of the adfreeze strength. Subsequently, the residual stress after the failure of the adfreeze is mainly due to friction.



(a)



(b)

Fig. 22: Evolution of a) peak shear stress and b) residual shear stress as a function of temperature.



(a)

Crédits : John McLean

(b)

Fig. 23: a) Water at -1°C with the presence of liquid. b) Apparent significant cracking for tests at -5°C (center) and -4°C (right).

It would have been interesting to produce the recovery of adfreeze strength and then repeat the test. However, this test would require no movement of the seat plate during the test and an accuracy of 0.01°C during the entire duration of recrystallization.

Our research focused on the lateral resistance of a wooden pile. Nonetheless, other materials, such as steel or concrete, require similar testing, given they do not act the same in permafrost soils. Future experiments should also include triaxial tests to evaluate the effect of confining pressure on the piles' shear strength. Finally, an assessment of the scale effect between laboratory and field results is required to build a comprehensive model of pile design in high-latitude regions underlain by permafrost.

Conclusion

We studied the behavior of a pile in frozen clay to improve future infrastructure foundations in high-latitude regions. For temperatures between -1 and -3 °C, maximum peak strength increases because the water is not completely frozen. Between -3 and -4 °C, maximum peak strength decreases due to a structural change in the permafrost. The swelling of the last remaining free water present inside the sample mold causes internal cracks, which causes the loss of bearing capacity of the pile. Below -4.5 °C, the maximum allowable stress is increased. At -6 °C, the pile is destroyed by stresses exceeding 2200 kPa. We also observed that as the deformation rate increases, maximum peak strength increases. Our results will help ensure that infrastructure design is adapted to the changing permafrost environment in high-latitude regions.

ACKNOWLEDGMENTS

The authors would like to thank the organizations that have funded this project: Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (Grant No. RGPIN-2019-06693) and FUQAC.

REFERENCES

- Allard, M., K.-Seguin, M., Richard, P. J. H., & Vincent, J.S., 1987. Le pergélisol au Québec nordique : bilan et perspectives. *Géographie physique et Quaternaire*, 41(1), 141-152.
- Andersland, O. B., & Ladanyi, B. 2004. *Frozen ground engineering second ed.* Wiley, Hoboken, NJ.
- Frank, R., & Philippe, M. 2000. Aspects expérimentaux et numériques du frottement latéral des pieux. *Mécanique & Industries*, 1(6), 651-666.
- Jiang, D.J., Guo, C.X., 2016. Long-term stability of bearing capacity of a single pile in permafrost area on Qinghai-Tibetan Plateau. *Journal of Changan University (Natural Science Edition)*, 36(2), 59–65.
- Ladanyi, B., 1996. La conception et la réhabilitation des infrastructures de transport en régions nordiques. Québec: Ministère des transports. Report RTQ-94-07.
- Ladanyi, B. & Thériault, A. 1990. A study of some factors affecting the adfreeze bond of piles in permafrost. In: *Proceedings of Geotechnical Engineering Congress GSP*, 27: 213–224
- Liu, J.K., Wang, T.F., Wen, Z., 2018. Research on pile performance and state-of-the-art practice in cold regions. *Sciences in Cold and Arid Regions*, 10(1), 1–11.
- Parameswaran, V. R. 1981. Adfreeze strength of model piles in ice. *Canadian Geotechnical Journal*, 18(1), 8–16. doi:10.1139/t81-002
- Puswewala, U.G.A., and Rajapakse, R.K.N.D. 1990. Numerical modeling of structure-ice/frozen soil interaction. *Journal of the Cold Regions Engineering*, 4(3), 133–151. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0887-381X\(1990\)4:3\(133\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-381X(1990)4:3(133))
- SENES Consultants Limited. 2005. *Vérification environnementale des Territoires du Nord-Ouest*. Report for the Minister of Indian and Northern Affairs Canada.
- Verreault, J. 2015. *Caractérisation du pergélisol et stratégie d'adaptation pour les aéroports du Nunavik*. MSc thesis. Université Laval, Quebec City.
- Voyer, E., 2009. *Expérimentation de méthodes de mitigation de la dégradation du pergélisol sur les infrastructures de transport du Nunavik, Nord du Québec*. MSc thesis, Université Laval

CHAPITRE 3 : DISCUSSION ET CONCLUSION

3.1 PROBLÈMES RENCONTRÉS

Avant de conclure, il est important de noter certaines problématiques qui ont permis de développer la méthode. Ces nombreuses difficultés ont entraîné de nombreux mois supplémentaires aux essais. Par ailleurs, ces expériences apprises ont été très importantes afin que les futures recherches s'attaquent à ces points dès le début de leurs travaux.

3.1.1 LES INSTRUMENTS

Les capteurs de type K furent utilisés ainsi que tous les appareils calibrés ont été utilisés afin d'assurer une précision absolue, car un écart de $0,1\text{ }^{\circ}\text{C}$ a de grandes conséquences sur une échelle d'essai de -1 à $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$. De plus, la différence d'humidité entre la température de la salle et la chambre froide a été déterminée afin d'obtenir une température optimale de l'échantillon (figure 24 droite), car une différence de $2,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ (figure 24 centre) était constante si la sonde était placée dans l'air ambiant ou dans l'échantillon (figure 24 gauche).



Crédits : John McLean

Figure 24: Ajustement de la température.

3.1.2 LES DÉLAIS

Le facteur temps provoquait la ruine de certains échantillons. La chambre froide était équipée d'équipement puissant qui permet d'atteindre -1°C en 2 h. Cependant. Le courant d'air provoquait beaucoup d'évaporation qui affectait les échantillons même équipés d'une pellicule protectrice.



Crédit : John McLean

Figure 25: Effet du temps dans la chambre froide.

Il était donc très important de bien protéger les échantillons. De plus, le joint du moule avait tendance à s'élargir provoquant ainsi une entrée d'air. Celle-ci pouvait provoquer la ruine partielle de l'échantillon (figure 25). La partie déshydratée était retirée et seules les argiles non affectées étaient prises en compte dans nos calculs.

La précision de la chambre était très difficile à contrôler au 0.1°C . Ceci est même en grande partie responsable de la disparité des graphiques présentés. L'équipement devra subir une adaptation pour plus de précision, et ainsi sauver plusieurs journées d'effort et faire les essais aux mêmes températures au $0,1^{\circ}\text{C}$ près.

3.1.3 QUANTITÉ D'ARGILE À UTILISER

Un point important fut d'établir la quantité d'argile à utiliser par essai, les premiers moules créés de 152 mm de hauteur provoquaient la plastification de l'argile (figure 26) au lieu de déloger le pieu. De nouveaux moules furent créés de 76 mm (3 po). C'est à la suite de ceci que fut implanté le LVDT afin d'assurer que les lectures obtenues seront bien le déplacement du pieu et non de l'argile décrite au chapitre 2.3.



Crédit : John McLean

Figure 26: Hauteur d'argile trop importante qui provoque la plastification de l'argile.

3.1.4 ÉCHANTILLONS REMANIÉS À PLUSIEURS REPRISES

La décision fut prise de conserver les mêmes argiles d'essai en essai. Il aurait été impossible de bien définir avec précision l'effet de la température sur des argiles différentes en plus de tous les autres facteurs qui influencent déjà nos essais. Le plus difficile était le maintien de la teneur en eau (w) entre 25 % et 30 % due à la déshydratation durant la congélation et la surhydratation quand le matériel était en attente dans la chambre humide. Ceci est même un facteur de variation aussi important que la variation de température.

3.1.5 CICATRISATION DU GÉLI-ADHÉSIF

Il fut impossible de valider la capacité de l'adhérence une fois brisée par de petits déplacements qui sont souvent le tassement comparable à une surcharge. Ceci provoque une grande diminution des capacités, même après la cicatrization du géli-adhésif, dû au manque de débattement de nos pièces sur mesure après le premier essai. Avec une pièce plus épaisse, il sera possible d'établir le pourcentage perdu d'une recristallisation qui n'est jamais aussi efficace que la prise en place originale (B. Ladanyi & Thériault, 1990).

3.2 DISCUSSION

La comparaison des différents taux de chargement 0.01, 0.05 et 0.1 montre que plus le chargement est rapide, plus la résistance latérale augmente. Ceci s'explique par le fait que la contrainte possède peu de temps pour passer à travers le matériau à des endroits structurellement plus faibles, ce qui est comparable à la glace et le béton.

Entre -1 °C à -3 °C, la contrainte maximale augmente, à -1 °C l'eau est partiellement gelée (figure 23); il reste encore de l'eau libre non gelée qui diminue la résistance latérale. Par la suite, plus la température diminue, plus la cristallisation du géli-adhésif et l'eau aux abords du pieu est solide, ce qui permet une augmentation de la résistance latérale.

Entre -3 °C et -4 °C, on observe une diminution de la contrainte. La discontinuité s'explique par un changement structural du pergélisol. L'hypothèse est que le gonflement des dernières particules d'eau libre à l'intérieur du moule à cette température provoque des fissures internes (figure 23 droite) qui entraînent une faiblesse structurale de l'ensemble de l'échantillon. L'essai 23 effectué à -5,0 °C n'a pas été retenu parce qu'une fissure apparente est un indicateur de gonflement que le sol n'a pu absorber (figure 23 centre). À partir de -4,5 °C, la résistance augmente de nouveau. À -6 °C il y a destruction du pieu avec des contraintes environnant les 2200 kPa. Suite à la fissuration, la contrainte est par la suite entièrement reprise par le géli-adhésif, ce qui montre que la contrainte admissible d'un pieu est la même que le géli-adhésif utilisé.

Il fut impossible de valider la capacité de l'adhérence une fois brisée par de petits déplacements qui sont souvent le tassement comparable à une surcharge. Ceci provoque une grande diminution des capacités, même après la cicatrisation du géli-adhésif, dû au manque de débattement de nos pièces sur mesure après le premier essai. Avec une pièce plus épaisse, il sera possible d'établir le pourcentage perdu d'une recristallisation qui n'est jamais aussi efficace que la prise en place originale. (B. Ladanyi & Thériault, 1990).

À la suite de l'essai, la contrainte résiduelle après le bris du géli-adhésif est principalement la friction. Il aurait été intéressant, si le débattement l'avait permis, de produire la reprise du géli-adhésif et d'effectuer l'essai à nouveau. Mais en plus du débattement, la précision de 0,01 °C devrait être assurée. Il faut également dire que ces essais furent réalisés à l'échelle de laboratoire et doivent être aussi réalisés à l'échelle réelle. Le pieu utilisé est seulement en bois et les effets du type de pieu sur la capacité portante doivent être également étudiés.

3.3 CONCLUSION

Ces expériences ont permis de découvrir certains effets qui affectent le lien pieu-argile.

En premier lieu, pour une température allant de -1 °C à -3 °C, la contrainte maximale admissible par le sol augmente dû fait que l'eau n'est pas complètement gelée.

En second lieu, entre -3 °C et -4 °C, on observe une diminution de la contrainte admissible maximale. La discontinuité s'explique par un changement structural du pergélisol.

Les essais permettent de valider qu'un taux de chargement rapide permet l'augmentation de la résistance, semblable a des matériaux comme le béton et la glace.

Aussi, il a été mesuré que la contrainte résiduelle augmente avec la diminution de la température du pergélisol.

La perspective est que cette nouvelle méthodologie servira comme protocole d'essai pour l'UQAC et ensuite d'autres universités pour de futurs projets.

LISTE DE RÉFÉRENCES

- [1] Andersland, O. B., & Ladanyi, B. (2004). Frozen ground engineering (2nd ed.). Hoboken, NJ : [Reston, Va.]: Wiley , ASCE.
- [2] Association canadienne de normalisation. (2014). Modérer les effets de la dégradation du pergélisol des structures existantes (Première édition.). Mississauga, Ontario: Groupe CSA.
- [3] Association touristique du Nunavik. (2010). Repéré le 20 juin 2016, à http://www.nunavik-tourism.com/page.aspx?page_id=72
- [4] Bommer, C., Phillips, M., Keusen, H.-R., & Teyssere, P. (2010). Construire sur le pergélisol: Guide pratique. Birmensdorf: Institut fédéral de recherches sur la forêt, la neige et le paysage WSL.
- [5] Buteau, S., Fortier, R., & Allard, M. (2005). Rate-controlled cone penetration tests in permafrost. Canadian Geotechnical Journal, 42(1), 184-197.
- [6] Grandmont, K. (2013). Utilisation de systèmes d'information géographique pour l'évaluation des risques liés à la dégradation du pergélisol. Étude de cas : Tasiujaq, Nunavik, Québec. [Montréal] : Université de Montréal.
- [7] Ladanyi, B., & Thériault, A. (1990). A study of some factors affecting the adfreeze bond of piles in permafrost. Nordicana, No 54
- [8] (PERMAFROST - CANADA Proceedings of the Fifth Canadian Permafrost Conference), 327-334. Repéré à <http://pubs.aina.ucalgary.ca/cpc/CPC5-327.pdf>
- [9] Miller, M., Kurylo, J. B., & Rykaart, M. (2013). Frozen Dams in Permafrost Regions. : Mine water solutions
- [10] Ministre des Affaires indiennes et du Nord canadien. (2005). Vérification environnementale des T.N.-O. Rapport sur l'état de l'environnement
- [11] Tomlinson, M. J., & Woodward, J. (2008). Pile design and construction practice (5th ed). London: Taylor & Francis. Repéré à <http://ariane.ulaval.ca/cgi-bin/recherche.cgi?qu=i9780415385824>

- [12] Verreault, J. (2015). Caractérisation du pergélisol et stratégie d'adaptation pour les aéroports du Nunavik. Dans G. Doré (Éd.) : Université Laval.
- [13] Puswewala, U.G.A., and Rajapakse, R.K.N.D., 1990. Numerical modeling of structure-ice/frozen soil interaction. *Journal of the Cold Regions Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol 4, No 3, 1990, pp. 133-151.
- [14] Jiang DJ, Guo CX. 2016. Long-term stability of bearing capacity of single pile in permafrost area on Qinghai-Tibetan Plateau. *Journal of Changan University (Natural Science Edition)*, 36(2): 59-65.
- [15] Liu JK, Wang TF, Wen Z, 2018. Research on pile performance and state-of-the-art practice in cold regions. *Sciences in Cold and Arid Regions*, 10(1): 0001–0011
- [16] Voyer, E., 2009. Expérimentation de méthodes de mitigation de la dégradation du pergélisol sur les infrastructures de transport du Nunavik, Nord du Québec. Mémoire de maîtrise, Université Laval.
- [17] Clarke, E. S. (2007). *Permafrost foundations: state of the practice*. Reston, Va: American Society of Civil Engineers. Repéré à <http://ariane.ulaval.ca/cgi-bin/recherche.cgi?qu=a1998401>
- [18] États-Unis Army Corps of Engineers. (2004). *Engineering and design general design and construction considerations for earth and rock-fill dams*. Washington, D.C.]: U.S. Department of the Army. Repéré à <http://bibvir2.uqac.ca/archivage/030108424.pdf>
- [19] Ficheur, A. (2011). Expérimentation de techniques de mitigation des effets de la fonte du Pergélisol sur les infrastructures de transport du Nunavik: Aéroport de Tasiujaq. Dans G. Doré (Éd.) : Université Laval.
- [20] Gu, Q., Yang, Z., & Peng, Y. (2016). Parameters affecting laterally loaded piles in frozen soils by an efficient sensitivity analysis method. *Cold Regions Science and Technology*, 121, 42-51. doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.coldregions.2015.10.006>
- [21] Ladanyi, B. (2006). Creep of frozen slopes and ice-filled rock joints under temperature variation. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(6), 719-725. doi: 10.1139/l05-112
- [22] Ladanyi, B., Lunne, T., Vergobbi, P., & Lhuillier, B. (1995). Predicting creep settlements of foundations in permafrost from the results of cone penetration tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(5), 835-847. doi: 10.1139/t95-080

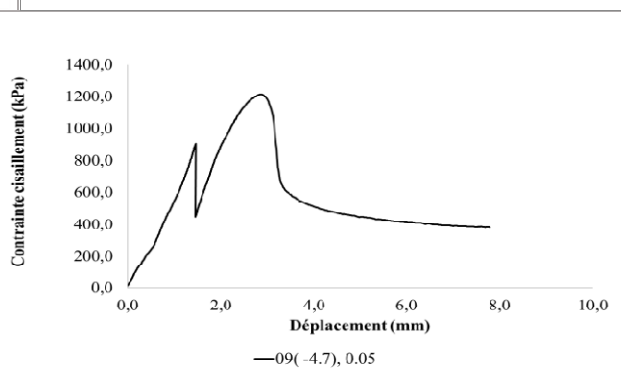
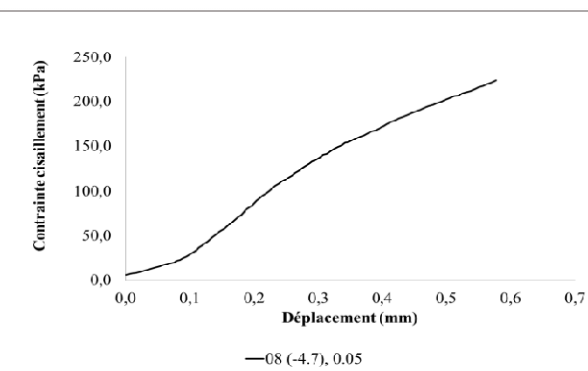
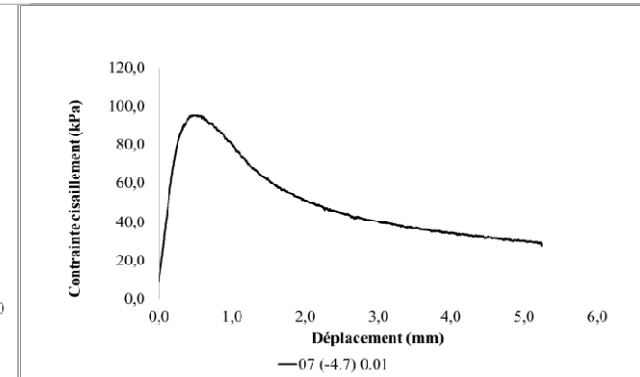
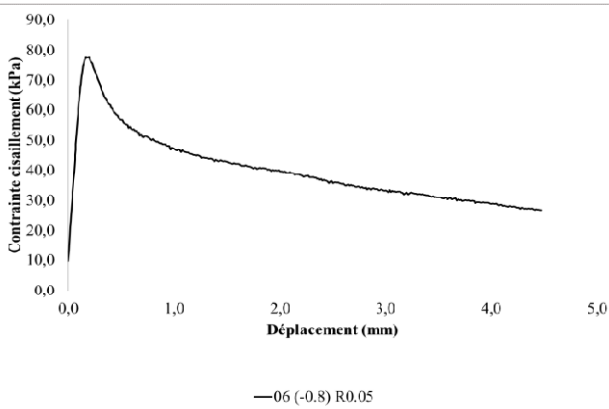
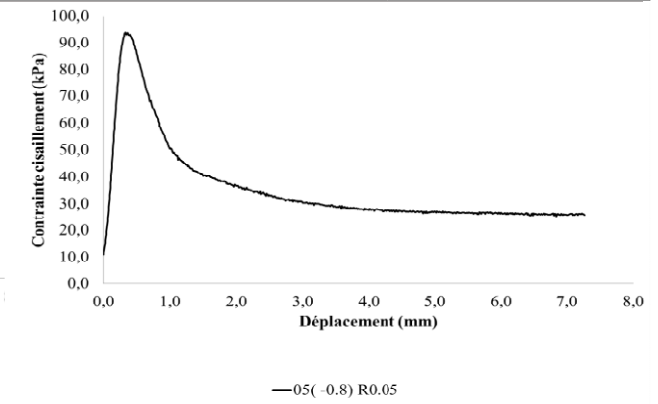
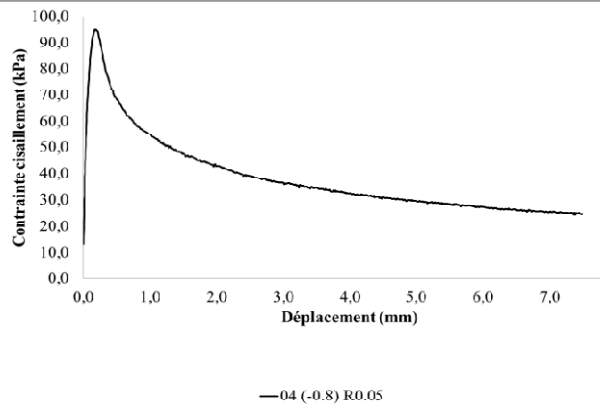
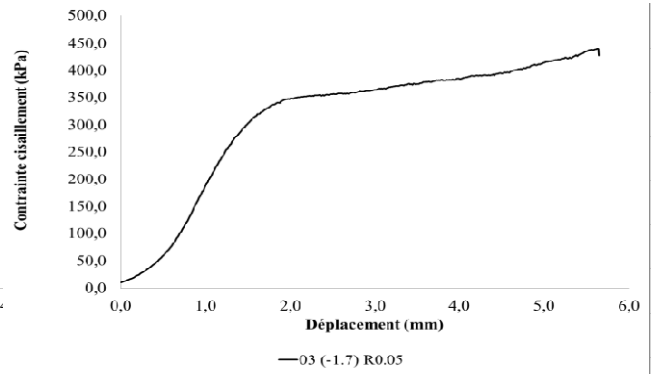
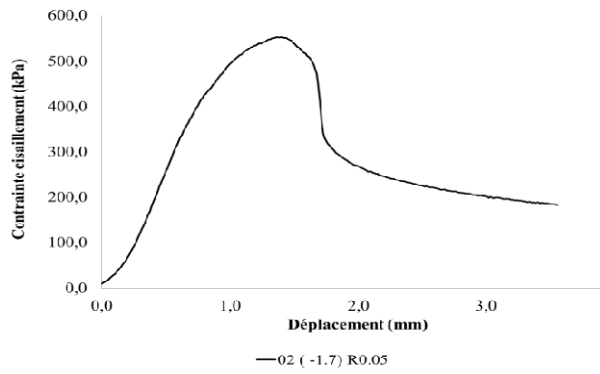
- [23] Scarr, K. L., & Mokwa, R. L. axial capacity of piles founded in permafrost: a case study on the applicability of modern pile design in remote mongolia. : Montana State University.
- [24] U.S. Arctic Research Commission Permafrost Task Force. (2003). Climate Change, Permafrost, and Impacts on Civil Infrastructure. Arlington, Virgini: U.S. Arctic Research Commission.
- [25] Voyer, E. (2009). Expérimentation de méthodes de mitigation de la dégradation du pergélisol sur les infrastructures de transport du Nunavik, Nord du Québec. Dans G. Doré (Éd.) : Université Laval.
- [26] Woo, M.-k. (2012). Permafrost Hydrology. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg. Repéré à <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-23462-0>

ANNEXE A : DONNÉES

Rate:	Température	Force (N) MAX	Contrainte τ_a (kPa) MAX	Rate
Essai 1	-1,70	2470,36	224,45	0,05
Essai 2	-1,7	3481,05	554,51	0,05
Essai 3	-1,7	2758,47	440,12	0,05
Essai 4	-0,8	604,54	95,09	0,05
Essai 5	-0,8	560,20	93,97	0,05
Essai 6	-0,8	480,40	77,67	0,05
Essai 7	-4,7	657,06	95,67	0,01
Essai 8	-4,7	6541,30	1036,00	0,05
Essai 9	-4,7	7596,25	1215,75	0,05
Essai 10	-4,7	6561,35	1159,71	0,05
Essai 11	-4,7	6114,95	919,30	0,05
Essai 12	-4,8	2511,64	308,61	0,05
Essai 13	-4,8	3873,51	492,74	0,05
Essai 14	-4,8	2894,07	355,97	0,05
Essai 15	-4,8	2387,03	298,76	0,01
Essai 16	-4,8	2729,73	325,07	0,01
Essai 17	-3,1	7325,48	908,43	0,05
Essai 18	-3,1	6581,21	1012,93	0,05
Essai 19	-3,1	6982,59	1046,39	0,05
Essai 20	-3,1	5164,48	775,51	0,01
Essai 21	-3,1	5663,14	853,51	0,01
Essai 22	-3,1	5647,18	848,33	0,01
Essai 23	0	0,00	0,00	0,00
Essai 24	-2,2	4293,87	532,26	0,01
Essai 25	-2,2	4229,78	512,34	0,01
Essai 26	-2,2	4747,24	575,91	0,05
Essai 27	-2,2	4713,09	594,83	0,05
Essai 28	-2,2	5474,71	670,64	0,05

Essai 29	-4,9	10923,31	1357,40	0,05
Essai 30	-4,9	8135,54	1096,42	0,01
Essai 31	-4,9	9237,05	1163,90	0,01
Essai 32	-4,9	8896,90	1140,80	0,01
Essai 33	-4,9	7847,59	991,27	0,01
Essai 34	-4,9	9391,17	1146,35	0,01
Essai 35	-2,2	4443,57	530,11	0,01
Essai 36	-2,2	5085,68	634,24	0,01
Essai 37	-2,2	4982,12	599,32	0,01
Essai 38	-2,2	6394,22	813,68	0,05
Essai 39	-2,2	6736,73	831,52	0,05
Essai 40	-2,2	4700,29	563,95	0,05
Essai 41	-1,1	1565,62	189,99	0,01
Essai 42	-1,1	2387,56	300,19	0,01
Essai 43	-1,1	2207,73	269,24	0,01
Essai 44	-1,1	2535,51	298,12	0,01
Essai 45	-1,1	2672,05	329,10	0,01
Essai 46	-1,1	2331,84	281,61	0,01
Essai 47	-3,4	5098,78	620,46	0,01
Essai 48	-3,4	4857,67	603,88	0,01
Essai 49	-3,4	4723,05	576,76	0,01
Essai 50	-3,4	5740,94	719,02	0,05
Essai 51	-3,4	6004,42	749,19	0,05
Essai 52	-3,4	7262,38	871,93	0,05
Essai 53	-1,2	4804,87	621,47	0,10
Essai 54	-1,2	3895,15	494,90	0,10
Essai 55	-1,2	3536,42	450,65	0,10
Essai 56	-3,1	8339,57	1053,37	0,10
Essai 57	-3,1	10538,19	1296,89	0,10
Essai 58	-3,1	7739,99	956,16	0,10
Essai 59	-5,7	0,00	0,00	0,10

Essai 62	-4	1763,64	264,85	0,01
Essai 63	-4	2429,14	356,91	0,05
Essai 64	-4	3654,35	542,29	0,10
Essai 65	-5,2	2501,03	399,02	0,10
Essai 66	-5,2	2800,38	457,73	0,10
Essai 68	-4,8	5371,76	733,11	0,10
Essai 69	-4,8	7376,33	996,78	0,01
Essai 70	-4,8	4308,42	583,29	0,10
Essai 71	-4,1	3883,87	537,21	0,10
Essai 72	-4,1	4191,54	530,78	0,05
Essai 73	-3,8	3721,57	478,93	0,01



Contrainte cisaillement (kPa)

